

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil et de génie de bâtiment

ANALYSE DYNAMIQUE NON LINÉAIRE DU COMPORTEMENT DES BÂTIMENTS MULTIÉTAGÉS SOUS CHARGES DE VENT

Thèse de doctorat
Spécialité : génie civil

Taleb SABBEK

Jury : Sébastien Langlois (directeur)
Frédéric Légeron (codirecteur)
Charles-Philippe Lamarche
Hachimi Fellouah
Najib Bouaanani

*À mon Créateur, à mon père, à ma mère, à toute ma
grande famille, et à tous ceux qui ont cru en moi.*

RÉSUMÉ

Les charges de vent extrêmes comme les ouragans causent des dégâts majeurs aux structures. La non-considération de ce type d'évènements lors du dimensionnement pourrait avoir des conséquences sur la stabilité des bâtiments et par conséquent sur les vies humaines. Cependant, la limitation des codes de dimensionnement du comportement des structures soumises aux charges de vent au seul comportement linéaire, contrairement au cas sismique, pourrait causer une grande augmentation dans les coûts de construction si ces charges extrêmes sont considérées dans le dimensionnement. Étant donné que de nos jours la construction de structures avec une certaine ductilité pouvant résister efficacement aux charges sismiques devient fréquente, nous proposons via ce projet d'établir une relation générale entre la réduction de force et la ductilité correspondante dans le cas des charges de vent turbulent, dans l'optique de concevoir des bâtiments multiétagés à la fois plus sécuritaires et plus économiques. La démarche à suivre pour répondre à cet objectif était composée de trois parties : i) établir une stratégie d'analyse dynamique non linéaire des structures soumises à des charges de vent en évaluant les hypothèses de calcul des forces de vent ainsi que des paramètres structuraux et d'analyses; ii) effectuer une analyse paramétrique prenant en considération les différents paramètres influençant le comportement non linéaire des bâtiments soumis à des charges de vent. Ceci permet d'établir la relation entre la réduction de forces et la demande en ductilité correspondante; iii) valider les résultats obtenus avec du vent généré numériquement par des mesures réelles de vitesse de vent des ouragans.

En suivant les objectifs spécifiques, les résultats de cette thèse ont été présentés en trois parties : deux parties sous forme d'articles soumis à des revues évaluées par des pairs ainsi qu'une partie sous forme d'un chapitre; a) une étude paramétrique sur le comportement non linéaire des structures soumises à un seul chargement de vent a permis de tirer des conclusions sur l'approche de l'évaluation des forces de vent ainsi que sur quelques paramètres structuraux (facteur de rigidité post-élastique et amortissement structural et aérodynamique) et d'analyses (durée de l'analyse); b) une étude paramétrique plus large sur le comportement non linéaire des structures soumises à plusieurs échantillons de vent généré numériquement a permis d'établir une relation entre la réduction de forces et la ductilité en fonction des différents paramètres structuraux (fréquences propres, nombre d'étages et facteur de rigidité post-élastique) et en considérant l'effet $P-\Delta$; c) une étude paramétrique sur le comportement non linéaire des structures soumises à des charges de vent réel d'ouragans a permis de valider les conclusions déjà obtenues avec le vent généré numériquement. Ainsi, dans le contexte des études similaires, le vent simulé représente une alternative intéressante et efficace au vent réel. Finalement, ce projet de recherche a montré qu'une certaine réduction de force pour le dimensionnement du système de reprise des charges latérales (40% au maximum) est possible dans le cas des charges

de vent. Spécifiquement, l'intérêt devient plus intéressant dans le cas des structures conçues très ductiles ayant des dispositifs spéciaux (amortisseurs) améliorant son facteur de rigidité post-élastique.

Mots-clés : ductilité, charges du vent, ouragans, analyse temporelle non linéaire, effet P- Δ , amortissement, fonction d'admittance aérodynamique, fonction indicielle.

ABSTRACT

Extreme wind loads like hurricanes cause major damage to structures. The non-consideration of this type of events in the design process could affect the stability of the buildings and thus human lives. However, the limitation of the design standards that the behavior of the structures subjected to the wind loads must remain elastic unlike the seismic case could cause an important increase in the construction costs. Since it has become common to build structures with a certain value of ductility to effectively resist seismic loads, this project aims to establish a general relationship between force reduction and the corresponding ductility in the case of turbulent wind loading in order to design multi-story buildings that are safer and more economical. The approach to be followed to meet this objective is consist of three parts: i) establishing a nonlinear dynamic analysis strategy for structures subjected to wind loading by evaluating the assumptions of calculation of the wind forces and the structural and analysis parameters; ii) performing a parametric analysis considering the different parameters influencing the nonlinear behavior of buildings subjected to wind loads. This would help in establishing the relationship between the force reduction and the corresponding ductility demand; iii) validate the results obtained with digitally generated wind using real measurements of hurricane wind speeds.

Following the specific objectives, the results of this thesis are presented in three parts: two parts in the form of papers submitted to peer-reviewed journals as well as a part in chapter form; a) a parametric study on the nonlinear behavior of the structures subjected to a single wind loading leads to conclusions on the approach of the evaluation of the wind forces and on some structural parameters (stiffness post-yield factor and structural and aerodynamic damping) and analyzes parameters (duration of analysis); b) a large parametric study on the nonlinear behavior of structures subjected to several digitally generated wind loading samples allowed to establish a relation between force reduction and ductility as a function of the different structural parameters (natural frequency, number of stories and stiffness post-yield factor) and considering the P- Δ effect; c) a parametric study on the nonlinear behavior of structures subjected to hurricane real wind loading have validated the conclusions already obtained with the numerically generated wind and also the use of digitally generated wind in nonlinear dynamic analysis of structures under wind loading. This research project has shown that some force reduction for the design of the lateral load resisting system are possible in the case of wind loading for highly ductile structures with special devices to improve the stiffness post-yield factor.

Keywords : ductility, wind loading, hurricanes, nonlinear time domain analysis, P- Δ effect, damping, aerodynamic admittance function, indicial function.

REMERCIEMENT

Tout d’abord, les mots me manquent pour exprimer mes sentiments de gratitude envers mon Créateur qui m’a donné le courage, la force et l’audace de persévérer tout au long de cette aventure, surtout, durant les moments où je ne voyais pas le bout du tunnel.

Je remercie Sébastien Langlois, mon directeur de recherche, pour son appui académique et moral tout au long de cette aventure menée à deux. Sa compréhension et ses encouragements m’ont permis d’arriver à la fin du chemin.

Je remercie Frédéric Légeron, mon codirecteur, et mon premier directeur de recherche qui m’a donné l’opportunité d’entamer ce projet et de le finaliser. Ses recommandations, surtout vers la fin, m’ont beaucoup aidé académiquement.

Je remercie l’Université de Sherbrooke, en personne de Jocelyne Faucher et Sebastian Michaelis pour leur aide précieuse au volet administratif et para-académique.

Je remercie mes amis et collègues Bassem Kaabia et Salem Alenzi qui m’ont soutenu moralement durant les moments les plus difficiles de ce parcours.

Je remercie mon ami Mahmoud Nasser Ahmad pour son soutien continu et sa participation à la rédaction de mes articles. Je me garderai toujours en mémoire notre conversation qui a fini par : *maintenant tous les problèmes seront résolus.*

Je remercie ma sœur, mon frère et mes tantes pour leur support permanent. J’ai pu constater le résultat de vos prières malgré la distance.

Je remercie ma femme Sakina Orkhis pour son appui bien que notre rencontre soit déroulée dans le moment le plus difficile de ma vie. Je n’oublierai jamais tes encouragements : *j’ai confiance en toi.*

Enfin, toutes les expressions de reconnaissance et remerciement du monde ne sont pas suffisantes envers mes chers parents Ibrahim et Samira. Si j’ai eu la chance d’entamer un projet de thèse, c’est grâce à eux; si je suis arrivé à ce stade de rédaction du remerciement, c’est aussi grâce à eux. C’est à vous que je dédie ce travail.

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ	I
ABSTRACT	III
REMERCIEMENT.....	V
TABLE DES MATIÈRES.....	VII
LISTE DES FIGURES	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XV
LISTE DES SYMBOLES	XVII
LISTE DES ACRONYMES	XXI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 2 ÉTAT DE L'ART	7
2.1 DYNAMIQUE DES STRUCTURES	7
2.1.1 Modélisation des structures	7
2.1.2 Modélisation de la matrice masse et rigidité	7
2.1.3 Équation du mouvement	8
2.1.4 Analyse dynamique temporelle	9
2.1.5 Le schéma de Newmark.....	10
2.1.6 Modèles de lois de comportement.....	10
2.1.7 Amortissement	12
2.1.8 Ductilité.....	16
2.2 LES CARACTÉRISTIQUES DU VENT	17
2.2.1 Généralités sur le vent	17
2.2.2 Intensité de turbulence	18
2.2.3 Densité spectrale de puissance du vent.....	18
2.2.4 Corrélation spatiale du vent	19
2.2.5 Simulation numérique du vent.....	20
2.2.6 Les ouragans.....	22
2.3 ESTIMATION DES FORCES DU VENT	24
2.3.1 Force quasi-statique	24

2.3.2	<i>Fonction d'admittance aérodynamique</i>	25
2.3.3	<i>Fonction indicielle aérodynamique</i>	27
2.4	ESTIMATION DE LA RÉPONSE STRUCTURALE PAR L'APPROCHE SPECTRALE STOCHASTIQUE.....	29
2.5	EXPLOITATION DE LA DUCTILITÉ DANS LE CAS SISMIQUE	31
2.5.1	<i>Différenciation entre les charges sismiques et les charges de vent</i>	31
2.5.2	<i>Coefficient de comportement sismique</i>	31
2.5.3	<i>Estimation du coefficient de comportement sismique</i>	33
2.5.4	<i>Synthèse</i>	35
2.6	COMPORTEMENT NON LINÉAIRE DES STRUCTURES SOUS CHARGES DE VENT	35
2.6.1	<i>Méthodes d'analyse</i>	35
2.6.2	<i>Résultats de l'étude de l'influence sur la demande en ductilité</i>	36
2.6.3	<i>La réduction de forces en fonction de la ductilité</i>	39
2.7	IMPLÉMENTATION DE L'EFFET P- Δ	40
2.8	SYNTHÈSE	41
CHAPITRE 3 PROBLÉMATIQUE, OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE		43
3.1	PROBLÉMATIQUE	43
3.2	OBJECTIFS.....	44
3.3	MÉTHODOLOGIE	45
3.3.1	<i>Modélisation des structures</i>	45
3.3.2	<i>Charges de vent</i>	46
3.3.3	<i>Programme d'analyse</i>	47
3.3.4	<i>Étude paramétrique</i>	48
3.3.5	<i>Dimensionnement des structures</i>	49
3.3.6	<i>Déroulement de l'analyse</i>	49
CHAPITRE 4 STRATÉGIE D'ANALYSE		53
4.1	AVANT-PROPOS	53
4.2	INTRODUCTION.....	55
4.3	MODEL DESCRIPTION AND METHODOLOGY	58
4.3.1	<i>Model description</i>	58
4.3.2	<i>Methodology</i>	59
4.3.3	<i>Wind data speed</i>	61
4.3.4	<i>Studied variables</i>	61
4.3.5	<i>Typical detailed example of the analysis</i>	62
4.4	WIND FORCE CALCULATION	65

Table des matières

4.4.1	<i>Wind force calculation and response estimation in the literature</i>	65
4.4.2	<i>Comparisons between methods</i>	69
4.5	STRUCTURAL ANALYSIS ASSUMPTIONS	76
4.5.1	<i>Wind sample duration</i>	77
4.5.2	<i>Stiffness post-yield factor effect</i>	79
4.6	DAMPING EVALUATION	81
4.6.1	<i>Recommended damping from the literature</i>	81
4.6.2	<i>Sensitivity analysis on damping</i>	83
4.7	CONCLUSIONS	87
CHAPITRE 5 ANALYSE PARAMÉTRIQUE AVEC VENT GÉNÉRÉ NUMÉRIQUEMENT		91
5.1	AVANT-PROPOS:	91
5.2	INTRODUCTION	93
5.3	MODEL DESCRIPTION AND METHODOLOGY	97
5.3.1	<i>Model description</i>	97
5.3.2	<i>Methodology</i>	98
5.3.3	<i>Wind force calculation</i>	100
5.3.4	<i>Variables to be evaluated</i>	102
5.4	PARAMETRIC STUDY RESULTS	103
5.4.1	<i>Influence of P-Δ effect on the ductility demand</i>	103
5.4.2	<i>Influence of the number of wind samples</i>	105
5.4.3	<i>Influence of the turbulence intensity</i>	108
5.4.4	<i>Influences of the natural frequency and the number of DOFs</i>	108
5.4.5	<i>Relationship between the strength reduction and the ductility demand for various stiffness post-yield factors</i>	111
5.5	CONCLUSIONS	113
CHAPITRE 6 ANALYSE AVEC VENT RÉEL		117
6.1	INTRODUCTION	117
6.2	MÉTHODOLOGIE	117
6.3	LES CHARGES DE VENT DES OURAGANS	118
6.3.1	<i>Vitesses de vent</i>	118
6.3.2	<i>Forces de vent</i>	123
6.4	RÉSULTATS	125
6.5	CONCLUSION	126
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS		129

ANNEXE A	DONNÉES DES VITESSES DE VENT	133
A.1	VENT GÉNÉRÉ NUMÉRIQUEMENT	133
A.1.1	<i>Présentation de WindGen</i>	133
A.1.2	<i>Processus de génération de vent</i>	134
A.2	VENT RÉEL : OURAGANS	137
A.2.1	<i>Ouragan Isabelle en 2003</i>	137
A.2.2	<i>Ouragan Ivan en 2004</i>	141
A.2.3	<i>Ouragan Katrina en 2005</i>	144
A.2.4	<i>Ouragan Rita en 2005</i>	148
A.2.5	<i>Ouragan Wilma en 2005</i>	151
	LISTE DES RÉFÉRENCES	157

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1.1 DOMMAGES AU GRAND CASINO ET AUX BÂTIMENTS SUITE À L'OURAGAN KATRINA EN 2005 (NATIONAL ARCHIVES CATALOG, 2005B)	2
FIGURE 1.2 EFFONDREMENT DU RIVER BOAT CASINO SUITE À L'OURAGAN KATRINA EN 2005 (NATIONAL ARCHIVES CATALOG, 2005A)	2
FIGURE 2.1 MODÈLES DE LOIS DE COMPORTEMENT SIMPLIFIÉS (MODIFIÉ D'APRÈS (PAULTRE, 2010))	11
FIGURE 2.2 MODÈLE DE LOI DE COMPORTEMENT AVEC PRISE EN CONSIDÉRATION DE LA DISSIPATION D'ÉNERGIE LORS DU RELÂCHEMENT	12
FIGURE 2.3 SYSTÈME ÉLASTOPLASTIQUE PARFAIT ET LE SYSTÈME LINÉAIRE CORRESPONDANT (CHOPRA, 2012)	17
FIGURE 2.4 SCHÉMA REPRÉSENTATIF DE LA STRUCTURE D'UN OURAGAN (CHEN, 1999)	23
FIGURE 2.5 FONCTION D'ADMITTANCE AÉRODYNAMIQUE POUR LES PLAQUES (TAMURA ET KAREEM, 2013)	26
FIGURE 2.6 SCHÉMA REPRÉSENTATIF DE L'APPROCHE INDICIELLE (MODIFIÉ D'APRÈS DAVENPORT, 1967)	29
FIGURE 2.7 SCHÉMATISATION DE L'APPROCHE SPECTRALE STOCHASTIQUE (ALAN G. DAVENPORT, 1967)	29
FIGURE 2.8 FACTEUR DE RÉDUCTION DE FORCE EN ASSUMANT UN COMPORTEMENT ÉLASTOPLASTIQUE PARFAIT (LAM, WILSON, & HUTCHINSON, 1998)	32
FIGURE 2.9 DESCRIPTION DE LA LOI DE COMPORTEMENT HHS (BORZI ET ELNASHAI, 2000)	33
FIGURE 2.10 MODÈLES BILINÉAIRES DE LOIS DE COMPORTEMENT (GEORGIOUS ET AL., 1988)	37
FIGURE 2.11 LOI DE COMPORTEMENT BILINÉAIRE MODIFIÉ POUR INCLURE L'EFFET P- Δ (MODIFIÉ D'APRÈS TREMBLAY ET AL., 1998)	41
FIGURE 3.1 SCHÉMA REPRÉSENTATIF DES STRUCTURES SIMPLIFIÉES À ANALYSER	46
FIGURE 3.2 LOI DE COMPORTEMENT LINÉAIRE ET LE MODÈLE BILINÉAIRE CORRESPONDANT À UN B SPÉCIFIQUE	50
FIGURE 3.3 ORGANIGRAMME DE L'ANALYSE PARAMÉTRIQUE NON LINÉAIRE DES STRUCTURES SOUS CHARGES DE VENT	51
FIGURE 4.1. A) THE MDOF SYSTEM UNDER CONSIDERATION (AN EXAMPLE OF A 3-DOF SYSTEM) AND B) THE LINEAR AND NONLINEAR CONSTITUTIVE FORCE-DEFORMATION RELATIONSHIP (MODIFIED FROM CHOPRA, 2011).	59
FIGURE 4.2. DISPLACEMENT TIME HISTORY OF THE 1 ST FLOOR (TYPICAL EXAMPLE).	64
FIGURE 4.3. YIELDING TIME HISTORY OF THE 1 ST FLOOR (TYPICAL EXAMPLE).	64
FIGURE 4.4. FORCE-DEFORMATION CURVATURE OF THE 1 ST FLOOR (TYPICAL EXAMPLE).	65
FIGURE 4.5. DUCTILITY DEMAND DISTRIBUTION THROUGHOUT THE STRUCTURE (TYPICAL EXAMPLE).	65
FIGURE 4.6. ADMITTANCE FUNCTION FROM ASCE7-16 COMPARED TO THAT CALCULATED USING THE INDICIAL FUNCTION.	71
FIGURE 4.7. TIME HISTORIES OF THE WIND FORCES CALCULATED VIA THE QUASI-STATIC AND THE ADMITTANCE APPROACHES.	75
FIGURE 4.8. LINEAR RESPONSE (DISPLACEMENT OF THE 1 ST LEVEL) TIME HISTORIES FOR THE QUASI-STATIC AND ADMITTANCE ANALYSIS CASES.	75

FIGURE 4.9. FORCE-DISPLACEMENT RELATIONSHIPS FOR LINEAR AND NONLINEAR ANALYSES USING THE QUASI-STATIC AND ADMITTANCE WIND FORCE CALCULATION APPROACHES.	76
FIGURE 4.10. YIELDING TIME HISTORY OF THE TYPICAL EXAMPLE.....	79
FIGURE 4.11. VARIATIONS OF THE DUCTILITY DEMANDS' DIFFERENCES WITH THE ANALYSIS DURATION FOR FOUR WIND SAMPLES.	79
FIGURE 4.12. EFFECT OF THE STIFFNESS POST-YIELD FACTOR ON THE DUCTILITY DEMAND.	81
FIGURE 4.13. TIME HISTORY OF THE RATIO OF THE DAMPING FORCE F_d TO THE RESTORING FORCE F_s	85
FIGURE 4.14. A) LINEAR TIME HISTORY RESPONSE AND B) NONLINEAR FORCE DISPLACEMENT DIAGRAM FOR $\xi = 0\%$ AND 1%	85
FIGURE 4.15 DUCTILITY DEMAND FUNCTION OF THE DAMPING AMOUNT WITH CONSIDERATION VERSUS NO CONSIDERATION OF THE AERODYNAMIC DAMPING.....	86
FIGURE 5.1. A) THE CONSIDERED MDOF SYSTEM (AN EXAMPLE OF A 3-DOF SYSTEM) AND B) THE BILINEAR CONSTITUTIVE FORCE-DEFORMATION RELATIONSHIP, THE CORRESPONDING LINEAR SYSTEM AND THE EQUIVALENT BILINEAR SYSTEM WHICH INCLUDES P- Δ EFFECT (MODIFIED FROM CHOPRA, 2012 AND TREMBLAY ET AL., 1998).....	98
FIGURE 5.2. BILINEAR FORCE-DISPLACEMENT RESPONSES OF $F_1=1.33$ Hz AND $F_1=0.83$ Hz 10-DOF STRUCTURES SUBJECTED TO WLS WITH $IU=20\%$ WHEN THE P- Δ EFFECT WAS CONSIDERED VERSUS NOT CONSIDERED.	105
FIGURE 5.3. SCATTERING OF THE DUCTILITY DEMAND AS A FUNCTION OF FUNDAMENTAL FREQUENCY FOR SPECIFIED NDOF STRUCTURES FOR A SET OF 60 WIND LOADING SAMPLES WITH $IU=20\%$ FOR $B=0.8$ WHEN THE P- Δ EFFECT IS CONSIDERED VERSUS NOT CONSIDERED.	106
FIGURE 5.4. RELATIVE DIFFERENCE IN THE DUCTILITY DEMAND FUNCTIONS OF THE NWLSS TO BE USED FOR 50 DOF ($F_1=0.24$ Hz) AND 10 DOF ($F_1=1.0$ Hz) WITH REFERENCE TO THE AVERAGE DUCTILITY OVER 60 WLSs FOR $B=0.9$ AND $B=0.7$	107
FIGURE 5.5. DUCTILITY DEMAND AS A FUNCTION OF THE TURBULENCE INTENSITY IU FOR A 10-DOF ($F_1=1.0$ Hz) STRUCTURE SUBJECTED TO A UNIQUE WLS AND 60 WLSs FOR $B=0.8$	108
FIGURE 5.6. DUCTILITY DEMAND (AVERAGED OVER 60 WLSs AND OVER THE CONSIDERED IU) AS A FUNCTION OF THE FUNDAMENTAL FREQUENCIES FOR THE SPECIFIED NDOF AND $B=0.8$	109
FIGURE 5.7 STRENGTH REDUCTION PERCENTAGE (AVERAGED OVER THE 60 WLSs AND OVER THE CONSIDERED IU) AS A FUNCTION OF THE FUNDAMENTAL FREQUENCIES FOR THE SPECIFIED NDOF AND FOR $\mu=2$ AND $\mu=8$	111
FIGURE 5.8 STRENGTH REDUCTION PERCENTAGES (AVERAGED OVER THE 60 WLS AND OVER THE CONSIDERED IU) AS FUNCTIONS OF THE FUNDAMENTAL FREQUENCIES FOR THE SPECIFIED NDOF AND FOR $\mu=2,4,6,8$; A) $A=5\%$; B) $A=7\%$; AND C) $A=10\%$	113
FIGURE 6.1 HISTORIQUE DES VITESSES DU VENT DURANT L'OURAGAN ISABELLE À 10 M.....	119
FIGURE 6.2 HISTORIQUE DES DIRECTIONS DU VENT DURANT L'OURAGAN ISABELLE À 10 M.....	120
FIGURE 6.3 HISTORIQUE DES VITESSES TOTALES DU VENT DURANT L'OURAGAN WILMA À 10 M.....	120
FIGURE 6.4 HISTORIQUE DES DIRECTIONS DU VENT DURANT L'OURAGAN WILMA À 10 M.....	121
FIGURE 6.5 HISTORIQUE DES VITESSES TOTALES DU VENT ET DE LA PROJECTION À 90° DURANT L'OURAGAN ISABELLE À 10 M.....	121
FIGURE 6.6 HISTORIQUE DES VITESSES TOTALES DU VENT ET DE LA PROJECTION À 275° DURANT L'OURAGAN WILMA À 10 M.....	122
FIGURE 6.7 HISTORIQUE DES VITESSES ET DES DIRECTIONS DE L'OURAGAN ISABELLE DANS L'INTERVALLE D'ÉTUDES À 10M.....	122
FIGURE 6.8 HISTORIQUE DES VITESSES ET DES DIRECTIONS DE L'OURAGAN WILMA DANS L'INTERVALLE D'ÉTUDES À 10M.....	123

Liste des figures

FIGURE 6.9 HISTORIQUE DES FORCES DE VENT TOTAL ET LA PROJECTION DE LA FORCE À LA DIRECTION 90° POUR L'OURAGAN ISABELLE À 10 M.....	124
FIGURE 6.10 HISTORIQUE DES FORCES DE VENT TOTAL ET LA PROJECTION DE LA FORCE À LA DIRECTION 90° POUR L'OURAGAN WILMA À 10 M.....	125
FIGURE 6.11 LA DEMANDE EN DUCTILITÉ EN FONCTION DE LA FRÉQUENCE PROPRE POUR NDOF=[1,2], B=0.8 ET A=0.05	126
FIGURE 6.12 LA RÉDUCTION DE FORCE EN FONCTION DE LA FRÉQUENCE PROPRE POUR NDOF=[1,2], M=8 ET A=0.1	126
FIGURE A.1: L'INTERFACE D'UTILISATION DE WINDGEN.....	134
FIGURE A.2 HISTORIQUE DE VITESSES DE VENT GÉNÉRÉ NUMÉRIQUEMENT À 8 M ($U_{MOY}=40MS^{-1}$, $IU=15\%$).....	136
FIGURE A.3 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN ISABELLE À 5M.....	137
FIGURE A.4 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN ISABELLE À 10M.....	138
FIGURE A.5 HISTORIQUE DE LA DIRECTION HORIZONTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN ISABELLE À 5M	138
FIGURE A.6 HISTORIQUE DE LA DIRECTION HORIZONTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN ISABELLE À 10M	139
FIGURE A.7 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT ET DE LA DIRECTION 90° DURANT L'OURAGAN ISABELLE À 5M.....	139
FIGURE A.8 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT ET DE LA DIRECTION 90° DURANT L'OURAGAN ISABELLE À 10M.....	140
FIGURE A.9 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN IVAN À 5M.....	141
FIGURE A.10 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN IVAN À 10M.....	141
FIGURE A.11 HISTORIQUE DE LA DIRECTION HORIZONTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN IVAN À 5M	142
FIGURE A.12 HISTORIQUE DE LA DIRECTION HORIZONTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN IVAN À 10M	142
FIGURE A.13 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT ET DE LA DIRECTION 140° DURANT L'OURAGAN IVAN À 5M.....	143
FIGURE A.14 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT ET DE LA DIRECTION 140° DURANT L'OURAGAN IVAN À 10M.....	143
FIGURE A.15 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN KATRINA À 5M	144
FIGURE A.16 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN KATRINA À 10M	145
FIGURE A.17 HISTORIQUE DE LA DIRECTION HORIZONTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN KATRINA À 5M	145
FIGURE A.18 HISTORIQUE DE LA DIRECTION HORIZONTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN KATRINA À 10M.....	146
FIGURE A.19 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT ET DE LA DIRECTION 25° DURANT L'OURAGAN KATRINA À 5M.....	146
FIGURE A.20 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT ET DE LA DIRECTION 25°, OURAGAN KATRINA À 10M	147
FIGURE A.21 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN RITA À 5M	148
FIGURE A.22 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN RITA À 10M	148
FIGURE A.23 HISTORIQUE DE LA DIRECTION HORIZONTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN RITA À 5M.....	149
FIGURE A.24 HISTORIQUE DE LA DIRECTION HORIZONTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN RITA À 10M.....	149
FIGURE A.25 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT ET DE LA DIRECTION -20° DURANT L'OURAGAN RITA À 5M	150
FIGURE A.26 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT ET DE LA DIRECTION -20° DURANT L'OURAGAN RITA À 10M.....	150
FIGURE A.27 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN WILMA À 5M	151
FIGURE A.28 HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN WILMA À 10M	152
FIGURE A.29 HISTORIQUE DE LA DIRECTION HORIZONTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN WILMA À 5M.....	152

FIGURE A.30	HISTORIQUE DE LA DIRECTION HORIZONTALE DU VENT DURANT L'OURAGAN WILMA À 10M.....	153
FIGURE A.31	HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT ET DE LA DIRECTION 275° DURANT L'OURAGAN WILMA À 5M	153
FIGURE A.32	HISTORIQUE DE LA VITESSE TOTALE DU VENT ET DE LA DIRECTION 275°, OURAGAN WILMA À 10M.....	154

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 2.1 VALEURS RECOMMANDÉES DE L'AMORTISSEMENT STRUCTURAL (CECM - COMITE TECHNIQUE 12 "VENT," 1989)	13
TABLEAU 4.1 VARIABLES TO BE STUDIED IN THE CURRENT ANALYSES.	62
TABLEAU 4.2 COEFFICIENTS OF THE INDICIAL FUNCTIONS THAT CORRESPOND TO EACH STRUCTURAL HEIGHT.	70
TABLEAU 4.3 COMPARISON OF THE TIME-DOMAIN STANDARD DEVIATION OF THE DISPLACEMENT WITH THE SPECTRAL STOCHASTIC APPROACH	73
TABLEAU 4.4 COMPARISON OF THE TIME-DOMAIN MAXIMUM DISPLACEMENT WITH THE SPECTRAL STOCHASTIC APPROACH	73
TABLEAU 4.5 WIND SAMPLE DURATION EFFECT ON THE DUCTILITY DEMAND (TYPICAL EXAMPLE).	78
TABLEAU 5.1 VARIABLES EVALUATED IN THE CURRENT STUDY.	102
TABLEAU 5.2 LINEAR RESPONSE COMPARISON WITH AND WITHOUT $P-\Delta$ FOR 10-DOF STRUCTURES SUBJECTED TO AN $I_u=20\%$ WIND SAMPLE.	104
TABLEAU 5.3 NONLINEAR RESPONSE COMPARISON WITH AND WITHOUT $P-\Delta$ FOR 10-DOF STRUCTURES SUBJECTED TO AN $I_u=20\%$ WIND SAMPLE.	105
TABLEAU 6.1 CARACTÉRISTIQUES DES PARTIES SÉLECTIONNÉES DES OURAGANS (D'APRÈS GANI ET LÉGERON, 2012)	123
TABLEAU A.1 CARACTÉRISTIQUE DU VENT GÉNÉRÉ NUMÉRIQUEMENT	135

LISTE DES SYMBOLES

Symbole	Définition
$\dot{[]}$	Dérivé première par rapport au temps
$\ddot{[]}$	Dérivé seconde par rapport au temps
A	Aire du bâtiment exposée au vent
A_1, A_2, A_3, A_4	Coefficients de la dérivée de la fonction indicielle aérodynamique
B	Largeur du bâtiment face au vent
c	Longueur de corde
C	Matrice d'amortissement du bâtiment
c_1, c_2	Coefficients de l'amortissement de Rayleigh
C_D	Coefficient de trainée de force de vent
$coh_{P1,P2}$	Corrélation croisée entre les signaux de vent en deux points $P1$ et $P2$
C_{xu}, C_{yu}, C_{zu}	Coefficient de décroissance de corrélation
D	Profondeur du bâtiment dans la direction du vent
D_0	Diamètre typique (amortissement aérodynamique)
DM	Distance maximale entre le point M et la trajectoire de l'ouragan
D_{min}	Distance du point d'étude par rapport au centre de l'ouragan
f	Fréquence
$F(z,t)$	Force totale du vent à l'altitude z
$\overline{F}(z)$	Force du vent moyen à l'altitude z
$f(z,t)$	Force du vent turbulent à l'altitude z
f_0	Force de rappel du système élastique
f_1	1 ^{ère} fréquence naturelle
f_{os}	Fréquence d'oscillation (amortissement aérodynamique)
f_y	Force de rappel de plastification
g	Facteur de pointe
H	Hauteur du bâtiment
h_i	Hauteur de l'étage i du bâtiment

Symbole	Définition
I_u	Intensité de turbulence du vent
K	Matrice de rigidité du bâtiment
K	Fréquence réduite (non dimensionnelle)
K_0	Rigidité initiale de la structure
k_i	Rigidité de l'étage i du bâtiment
M	Matrice de masse du bâtiment
M_0	Masse par unité de longueur (amortissement aérodynamique)
m_i	Masse de l'étage i du bâtiment
n	Fréquence réduite (non dimensionnelle)
P_i	Charge verticale à l'étage i
p_i, q_i	Coefficients du spectre d'ouragans
q	Facteur de réduction de forces global (Eurocode)
R	Facteur de réduction de forces global (ASCE)
R_μ	Facteur de réduction de forces de ductilité
$R_B, R_D, R_H,$	Paramètres de la fonction d'admittance (ASCE)
$r_M(t), \alpha_M(t)$	Coordonnées polaires du point d'étude lors d'un ouragan
R_{max}	Rayon de l'anneau de la vitesse de vent maximale lors d'un ouragan
R_{os}	Overstrength reduction force factor
s	Temps réduit (non dimensionnel)
S_{aa}	Spectre des vitesses de vent lors des ouragans
S_F	Spectre de force de vent
S_u	Spectre de vitesse de vent dans la direction du vent
t	temps
$u(t)$	Vecteur des déplacements des étages du bâtiment
$\dot{u}(t)$	Vecteur des vitesses des étages du bâtiment
$\ddot{u}(t)$	Vecteur des accélérations des étages du bâtiment
$u(z,t)$	Vitesse du vent turbulent à l'altitude z
$U(z,t)$	Vitesse totale du vent à l'altitude z
$\bar{U}(z)$	Vitesse moyenne du vent au niveau de la hauteur z

Symbole	Définition
u^*	Vitesse de frottement (cisaillement) du vent
$U_g(r, \alpha)$	Gradient de vitesse de vent en coordonnées polaires (r, α)
u_m	Déplacement maximal
U_{P1}, U_{P2}	Vitesse de vent totale aux points $P1$ et $P2$
u_y	Déplacement à la plastification
V_0	Force de cisaillement du système élastique
V_i	Force de cisaillement à l'étage i
V_T	Vitesse de déplacement de l'ouragan
V_{yi}	Force de cisaillement de plastification à l'étage i
X_{max}	Déplacement maximum dû à la force du vent total
\bar{X}	Déplacement dû à la force du vent moyen
z	Altitude
z_0	Longueur de rugosité
α	Coefficient de rigidité post-élastique
β	Coefficient de réduction de forces
β_N	Coefficient du schéma de Newmark
γ	Coefficient du schéma de Newmark
Δ_i	Déformation inter-étages au niveau i
Δp	Chute de pression lors d'un ouragan
Δt	Pas de temps de l'analyse
Δ_{yi}	Déformation inter-étages de plastification au niveau i
η	Paramètre de la fonction d'admittance aérodynamique (ASCE)
Θ	Angle de la trajectoire de l'ouragan
θ_i	Coefficient de stabilité de l'effet P- Δ
μ_i	Demande en ductilité de l'étage i
μ_{max}	Demande en ductilité maximale
ζ	Taux d'amortissement total
ζ_a	Taux d'amortissement aérodynamique
ζ_s	Taux d'amortissement structural

Symbole	Définition
ρ	densité de l'air
σ_u	Déviation standard de la vitesse du vent turbulent
σ_x	Déviation standard du déplacement dû à la force du vent turbulent
$\Phi(K)$	Fonction de Sears
$\Phi'(s)$	Dérivée de la fonction indicielle aérodynamique
$\chi(f)$	Fonction d'admittance aérodynamique
ω_i	Pulsation propre du mode de vibration i

LISTE DES ACRONYMES

Acronyme	Définition
AR	Auto Regressive
ARMA	Auto Regressive Moving Average
DDL	Degré De Liberté
DOF	Degree Of Freedom
FFT	Fast Fourier Transform
MDOF	Multiple Degree Of Freedom
NDOF	Number of Degree Of Freedom
NWLS	Number of Wind Loading Sample
SDOF	Single Degree Of Freedom
WLS	Wind Loading Sample

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

Les bâtiments de hauteurs moyennes et élevées sont dimensionnés pour résister principalement aux charges gravitaires et aux charges latérales, essentiellement les charges sismiques et les charges de vent. Dans certaines zones du monde (comme la Floride, Hong Kong, Japon, etc.), les vents extrêmes (tempêtes, cyclones, ouragans et typhons) sont considérés comme les phénomènes naturels les plus dévastateurs (Ayscue, 1996; Johnson, 2008). Ces événements extrêmes, généralement définis comme des événements de très faible probabilité d'occurrence avec des périodes de retour très longues supérieures aux événements utilisés dans les combinaisons d'états limites ultimes, peuvent causer des dégâts majeurs aux structures allant jusqu'à l'effondrement. Par exemple, les figures 1.1 et 1.2 montrent respectivement les dommages majeurs au Grand Casino (National Archives Catalog, 2005b) et l'effondrement du Riverboat Casino (National Archives Catalog, 2005a) suite à l'ouragan Katrina en 2005 en Floride. De plus, l'estimation du coût des dégâts matériels causés par ces événements est de l'ordre de dizaines de milliards de dollars : 20 milliards pour l'ouragan Wilma (2005) et 80 milliards pour Katrina en 2005 par exemple. De plus, il est impératif d'éviter l'effondrement complet de bâtiments à moyennes ou grandes hauteurs qui causerait des pertes de vies humaines. Ainsi, malgré leurs faibles probabilités d'occurrence ainsi que leurs étendues relativement limitées, ces charges de vent extrêmes ne doivent pas être négligées lors du dimensionnement.



Figure 1.1 Dommages au Grand Casino et aux bâtiments suite à l'ouragan Katrina en 2005 (National Archives Catalog, 2005b)

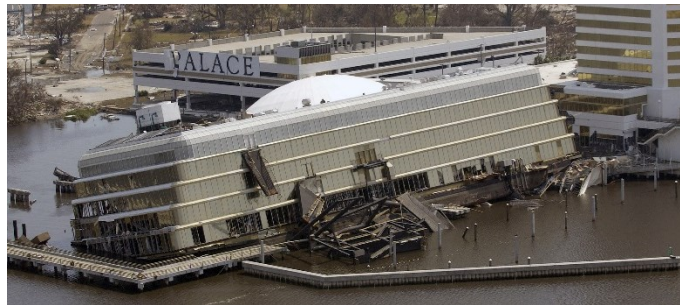


Figure 1.2 Effondrement du River Boat Casino suite à l'ouragan Katrina en 2005 (National Archives Catalog, 2005a)

Cependant, jusqu'à présent, les normes de dimensionnement (ASCE7-16, 2017; EN1994-1-4, 2010; JSCE, 2002; NBCC-2015, 2015; etc.) exigent que les sollicitations sous charges de vent soient calculées linéairement, contrairement aux charges sismiques qui sont traitées d'une façon non linéaire. En effet, le comportement non linéaire met en jeu des forces sismiques moins importantes pourvu que la structure soit capable d'assurer une certaine valeur de ductilité; cela favorise le dimensionnement de bâtiments plus économiques dans le cas de charges extrêmes. De plus, ce comportement non linéaire procure aux bâtiments une sécurité supplémentaire contre l'effondrement. Néanmoins, les recherches dans ce domaine sont focalisées surtout sur les charges sismiques agissant sur les structures et l'étude de leurs comportements (Attard et Wharton, 2012; Cai et al., 2006). Ainsi, il est devenu assez fréquent de dimensionner des structures ductiles pour résister à ces charges. (ASCE7-16, 2017; EN1998-1, 2005 et NBCC-2015, 2015 par exemple). Toutefois, puisque les codes de dimensionnement exigent que le comportement des bâtiments demeure élastique sous charges de vent, alors dans certains cas, les charges contrôlant le dimensionnement des structures deviennent celles du vent plutôt que les charges sismiques, en raison de la réduction de force qui accompagne le comportement non

linéaire dans le cas sismique. À titre d'exemple, le code japonais (JSCE, 2002) requiert que le comportement des structures demeure élastique pour les vents d'une période de retour de 500 ans (Tsujita et al. 1997). Cette exigence a été justifiée par le manque d'informations sur le comportement plastique des structures sous charges de vent. Par conséquent, on se trouve face à une différence de méthodes de dimensionnement entre la considération des événements extrêmes lors du dimensionnement des structures pour assurer la sécurité des bâtiments et des êtres humains, et l'augmentation considérable des coûts de construction à cause de la restriction du comportement linéaire des structures soumises à des charges de vent.

Ainsi, afin de réconcilier l'analyse des effets du vent et du séisme, il est intéressant d'évaluer l'effet des charges de vent de façon non linéaire (comme les charges sismiques) pour réduire les forces de vent agissant sur les structures dans le but de considérer les charges de vent extrêmes dans le dimensionnement sans toutefois affecter la sécurité des bâtiments en utilisant la capacité ductile des structures pour réduire la demande. D'autant plus, dans le cas où les bâtiments sont déjà dimensionnés avec une certaine valeur de ductilité (pour résister aux charges sismiques) et dans le cas où les charges de vent sont les charges dominantes, il est opportun d'évaluer l'effet de la ductilité sur la résistance requise par une structure pour supporter aux vents extrêmes.

Bien que ces deux derniers cas de charges soient tous les deux considérés principalement comme des charges horizontales, elles diffèrent l'une de l'autre par le mécanisme et le sens de l'excitation, le contenu fréquentiel ainsi que la durée d'application (Vickery, 1970). De ce fait, on ne s'attend pas nécessairement à ce que les structures sous les charges de vent aient le même comportement que sous les charges sismiques, surtout que l'accumulation des dommages dans le cas des charges de vent se fait dans un seul sens dû à la présence du vent moyen contrairement aux charges sismiques. Quelques recherches ont été menées à partir des années 1970 de façon discontinue afin de comprendre le comportement non linéaire des structures sous charges de vent (Chen et Davenport, 2000; Feng et Chen, 2018; Gani et Légeron, 2012; Georgious et al., 1988; Hong, 2004; Tschanz, 1982; Vickery, 1970; Wyatt et May, 1971). Ceci pourrait être expliqué par les résultats proposés par les premières recherches qui montrent un bénéfice relativement faible de la prise en compte du comportement ductile sous charges de vent. Comparé au cas sismique, où les forces agissantes peuvent être réduites de 80% moyennant une ductilité de 5, Wyatt et May (1971) estiment que la réduction des forces de vent devrait être de

l'ordre de 15%. De plus, Vickery (1970) a conclu que l'augmentation de la vitesse de vent de seulement 20% par rapport à la celle causant la plastification de la structure, entrainera des dommages sévères au niveau structural. Cependant, les recherches ultérieures estiment la réduction de forces possible à 35% (Chen et Davenport, 2000) et à 40% (Hong, 2004) ce qui remet en avant la possible optimisation des structures en tirant parti de la ductilité des structures soumises à des charges de vent extrêmes. En effet, la majorité des recherches établies dans ce domaine ont focalisé leurs études sur des structures spécifiques rendant l'ampleur des résultats trouvés limités à leurs cas d'études. Dans Gani et Légeron (2012), une analyse paramétrique pour le cas simplifié des structures à un seul degré de liberté (DDL) a été réalisée et la relation entre la demande en ductilité et le facteur de réduction de force a été établie en fonction de la fréquence propre.

Ce projet a été proposé afin de mieux comprendre l'effet de la ductilité sur les structures soumises à des charges de vent extrêmes ainsi que pour pouvoir justifier un taux de réduction de ces charges en profitant de la ductilité. Il vise à donner plus de précisions aux résultats, à élargir l'étude pour des structures à plusieurs degrés de liberté et à quantifier la réduction des forces de vent appliquée par rapport à la demande en ductilité. Ainsi, établir une stratégie d'analyse dynamique des structures sous charges de vent en évaluant l'influence des paramètres non étudiés dans la littérature (comme la durée des charges du vent, l'amortissement aérodynamique et les effets $P-\Delta$), puis établir une analyse paramétrique plus large, prenant en considération d'autres paramètres structuraux (comme les structures à plusieurs DDL ayant différents facteurs de rigidité post-élastique) permettraient d'établir des relations entre la demande en ductilité et la réduction de force à appliquer en fonction des différents paramètres d'études.

Les objectifs principaux de cette étude sont :

- Établir une stratégie d'analyse dynamique non linéaire des structures soumises à des charges de vent généré numériquement en justifiant l'approche de calcul des forces de vent dans le domaine temporel (quasi-statique ou fonction d'admittance) ainsi que les paramètres structuraux de l'analyse à adopter (durée du signal du vent, facteur de rigidité post-élastique, amortissement structural et aérodynamique).

- Réaliser une analyse paramétrique large et complète sur des structures à un seul et à plusieurs DDLs soumises à des charges de vent généré numériquement, en considérant la stratégie déjà mise en place et les différents paramètres d'analyse afin d'établir la relation entre la demande en ductilité et la réduction de force à appliquer.
- Valider les résultats obtenus sur des structures soumises à des charges de vent réel provenant d'enregistrements de vitesses de vent des ouragans.

Contributions originales

Ces contributions originales énumérées ci-dessous permettront d'enrichir les connaissances scientifiques dans le domaine du génie des structures soumises à des charges de vent :

- L'application sur les bâtiments de l'approche des calculs de forces du vent en utilisant les fonctions d'admittances aérodynamiques dans le domaine temporel via les fonctions indicielles.
- L'évaluation de l'effet de la durée du signal du vent sur le comportement des structures soumises à des charges de vent.
- La validation de la conformité de l'utilisation de l'amortissement de Rayleigh dans les analyses dynamiques non linéaires des structures soumises à des charges de vent.
- L'estimation de l'effet de l'amortissement aérodynamique dans la réponse non linéaire des structures soumises à des charges de vent extrêmes, lorsque prise en compte à travers le calcul de la vitesse relative entre le vent et le bâtiment.
- L'examen de l'influence de l'effet $P-\Delta$ sur le comportement non linéaire des structures soumises à des charges de vent.
- L'évaluation du nombre d'échantillons de vent à utiliser lors de l'étude du comportement non linéaire des structures sous charges de vent et l'erreur possible sur la demande en ductilité engendrée par l'utilisation d'un nombre insuffisant d'échantillons de vent.
- L'établissement de la relation entre les valeurs spécifiques de la demande en ductilité et les réductions de forces applicables dans le cas des structures à plusieurs DDL en fonction des fréquences propres et pour différentes valeurs de facteurs de rigidité post-élastiques.

- La validation des relations obtenues entre les demandes en ductilité et les réductions des forces du vent en utilisant des mesures réelles de vitesses de vent d'ouragans sur des structures à 2 DDLs.

Organisation du document

L'état de l'art de l'analyse dynamique non linéaire des structures soumises aux charges de vent est présenté dans le Chapitre 2 . Cette revue de littérature a permis de définir la problématique, les objectifs spécifiques et la méthodologie adoptée dans cette étude, qui sont détaillés dans le Chapitre 3 . Par la suite, l'essentiel des travaux réalisés dans le cadre de ce projet est présenté sous forme de deux publications soumises à des revues. Le Chapitre 4 permet l'établissement d'une stratégie d'analyse dynamique non linéaire des structures soumises à des charges de vent. L'étude de l'influence des différentes approches de l'évaluation des forces de vent dans le domaine temporel ainsi que les paramètres structuraux a été accomplie. Les recommandations tirées ont permis la réalisation d'une analyse paramétrique présentée dans le Chapitre 5 dans le but d'établir une relation entre la demande en ductilité et la réduction des forces de vent pour les structures à plusieurs DDLs. Le Chapitre 6 permet de valider les résultats obtenus en utilisant des charges de vent réel.

CHAPITRE 2 ÉTAT DE L'ART

2.1 Dynamique des structures

2.1.1 Modélisation des structures

Les structures qui seront analysées dans ce travail sont des bâtiments multiétagés à plusieurs degrés de liberté (DDL) qui seront appelés dans ce document par l'appellation anglaise : *Multi Degrees of Freedom system* (MDOF). Elles peuvent être modélisées de façon simplifiée par le modèle « *shear frame* » qui consiste à combiner les rigidités en cisaillement de toutes les colonnes de l'étage considéré en une seule et à considérer les masses réparties sur un étage comme étant une seule masse concentrée; les forces extérieures seront appliquées au niveau de ces masses ponctuelles et le seul DDL permis est le déplacement horizontal à chaque étage. Alors, le nombre d'étages d'un bâtiment représente son nombre de DDL. Cette représentation du modèle simplifié est assez fréquente dans la littérature et en même temps assez efficace si on s'intéresse au comportement global des structures génériques sous chargement sismique dans le contexte des analyses paramétriques (Cai et al., 2006; Chopra, 2012; Paultre, 2010). D'autres modèles plus avancés peuvent être considérés dans le contexte des structures plus spécifiques. De plus, dans le même contexte de cette étude, cette modélisation est fréquemment utilisée pour étudier le comportement non linéaire des structures soumises à des charges de vent que ce soit dans le cas d'un seul degré de liberté (Hong, 2004; Tsujita et al., 1997; B. J. Vickery, 1970) ou dans le cas de plusieurs degrés de liberté (Vickery, 1970).

2.1.2 Modélisation de la matrice masse et rigidité

Dans le cas de la modélisation simplifiée des bâtiments (masses concentrées et cadres subissant du cisaillement uniquement), la matrice de masse a cette forme :

$$M = \begin{pmatrix} m_1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & m_n \end{pmatrix}$$

et la matrice de rigidité a cette forme :

$$K = \begin{pmatrix} k_0 + k_1 & -k_1 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & \vdots \\ 0 & 0 & -k_3 & \ddots & -k_{n-1} & 0 \\ \vdots & \cdots & 0 & -k_{n-1} & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & -k_n & k_n \end{pmatrix}$$

Cela simplifie énormément les calculs et réduit le temps d'analyse des structures d'une façon considérable si on veut prendre des sollicitations d'une durée plus ou moins longue (une à trois heures) avec des pas de temps plus ou moins courts (de l'ordre de 0.01s). Il est nécessaire d'actualiser cette matrice à chaque pas de temps; l'actualisation se fait en changeant la valeur de la rigidité k_i au niveau i lorsque ce dernier se plastifie.

2.1.3 Équation du mouvement

L'analyse dynamique de la réponse d'une structure consiste à la détermination des déplacements engendrés par un chargement non statique qui lui est appliqué; ce qui revient à la résolution de l'équation fondamentale du mouvement en utilisant l'approche aux éléments finis :

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = P(t) \quad (2.1)$$

avec M est la matrice de masse, C est la matrice d'amortissement, K est la matrice de rigidité à chaque instant, et $P(t)$ le vecteur force d'excitation à chaque instant. $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ et $u(t)$ sont respectivement les vecteurs d'accélération, de vitesses, et de déplacements à chaque instant.

La résolution de cette équation peut se faire de plusieurs façons selon le type de chargement (simple ou complexe) et le comportement (linéaire ou non linéaire) du système à analyser. Des solutions analytiques (exactes) peuvent être développées dans le cas où le chargement est simple (sinusoïdal par exemple) et le comportement du système est linéaire (M , K et C constantes).

D'autres méthodes sont applicables si le chargement est plus complexe (des enregistrements sismiques ou des mesures de vitesses de vent). Dans ce cas, on utilise les transformées de Fourier, l'intégrale de Duhamel, méthode spectrale stochastique et l'analyse modale par exemple. Ces méthodes approchent bien la solution de l'équation du mouvement, mais cela n'est possible que si le comportement du système est linéaire.

Pour résoudre l'équation dynamique d'un système qui a un comportement non linéaire, l'utilisation des méthodes numériques devient indispensable. En fait, il faut une démarche qui permet de modifier les caractéristiques structurales (rigidité et amortissement) au cours de l'analyse. Alors, l'adoption de l'analyse dynamique dans le domaine temporel devient indispensable. Dans la littérature, le schéma d'intégration de Newmark en accélération moyenne (basée sur les méthodes des éléments finis) est couramment utilisé pour la résolution de l'équation du mouvement.

2.1.4 Analyse dynamique temporelle

L'analyse dynamique temporelle consiste à subdiviser l'échelle du temps en plusieurs pas de mesure Δt assez raffinés, d'où le nom analyse « pas-à-pas » ou analyse discrète. À chaque début du pas de temps, on dispose du déplacement, de la vitesse et de l'accélération. De plus, on dispose du chargement à l'instant actuel et suivant. Toutes ces données servent à résoudre l'équation du mouvement dans cet intervalle de pas de temps selon un schéma donné; la résolution consiste à déterminer le déplacement, la vitesse et l'accélération à la fin du pas de temps, ce qui permet d'en déduire les contraintes développées. Puis on passe aux pas de temps suivant en utilisant les résultats de l'instant précédant comme données pour l'instant actuel. On répète ces étapes jusqu'à arriver à la fin de la durée du chargement. Cette façon d'analyser les structures permet de prendre en considération les non-linéarités du système qui peuvent apparaître au cours de l'analyse.

Dans la littérature, plusieurs schémas de résolution discrète de l'équation dynamique sont présentés. Les modèles de résolution les plus populaires sont la méthode de différence centrée, la méthode de Wilson et la méthode de Newmark (accélération moyenne ou accélération linéaire). Toutes ces méthodes sont conditionnellement stables à l'exception de la méthode de Newmark (accélération moyenne) qui est inconditionnellement stable. De ce fait, pour éviter de

tomber dans des instabilités, le choix d'utiliser ce schéma est plus fréquent (Chopra, 2012; Paultre, 2010).

2.1.5 Le schéma de Newmark

Chopra (2012) et Paultre (2010) ont bien détaillé les étapes de la méthode de Newmark pour la résolution dynamique temporelle de l'équation de mouvement. Dans ces deux ouvrages, il a été présenté des exemples d'applications dans le cas linéaire et non linéaire, aussi bien pour un système à un seul DDL que pour les systèmes à plusieurs DDLs (MDOF). Ces exemples serviront comme références à la validation du programme élaboré.

$$x_t = x_{t-1} + \Delta t \dot{x}_{t-1} + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta_N) \ddot{x}_{t-1} + 2\beta_N \ddot{x}_t] \quad (2.2)$$

$$\dot{x}_t = \dot{x}_{t-1} + \Delta t [(1 - \gamma) \ddot{x}_{t-1} + \gamma \ddot{x}_t] \quad (2.3)$$

La méthode de Newmark dépend de deux paramètres β_N et γ . Deux cas de la méthode de Newmark sont souvent utilisés: la méthode de l'accélération moyenne ($\beta_N=0.5$ et $\gamma=0.25$) ou la méthode de l'accélération linéaire ($\beta_N=0.5$ et $\gamma=0.166$). De plus, ce schéma est souvent combiné avec celui de Newton-Raphson pour réduire les erreurs et mieux approcher la solution exacte. En effet, à la fin de chaque pas de temps, le modèle de Newmark impose l'équilibre de l'équation de mouvement, mais cela n'est bon que lorsque le comportement du système à analyser est linéaire; si ce n'est pas le cas, l'énergie introduite ne sera pas totalement utilisée durant le pas de temps. Alors la réintégration de cette énergie non utilisée dans l'équation du mouvement permet de mieux approcher la solution exacte.

2.1.6 Modèles de lois de comportement

Les lois de comportement sont à la base des caractéristiques des matériaux; ils donnent les contraintes développées dans un matériau en fonction de la déformation qui lui est appliquée. Dans un contexte plus global (une plus grande échelle), les lois de comportement sont utilisées dans le but de définir le comportement global des structures en reliant les forces appliquées selon leur type aux déplacements ou aux déformations; d'où l'appellation des lois de comportements par la relation force-déplacement. Ces lois contrôlent la matrice de rigidité \mathbf{K} qui est indispensable pour la résolution de l'équation du mouvement. Dans la littérature, il y a plusieurs lois de comportements qui prennent en considération la non-linéarité du comportement

des matériaux. Certaines sont plus simples à utiliser et demandent moins de ressources et de temps de calcul et d'autres sont plus complexes. Parmi les plus utilisés:

- **Le modèle élastoplastique parfait** : il est caractérisé par une rigidité constante K_0 (linéaire) jusqu'à la plastification et une rigidité nulle à partir de la plastification. Ce modèle est souvent utilisé vu qu'il est le plus simple qui tient compte de la non-linéarité structurale que ce soit dans le cas des charges sismiques ou les charges de vent (Gani et Légeron, 2012; Georgious et al., 1988; Vickery, 1970). Le modèle élastoplastique parfait est souvent associé à un écrouissage de type cinématique et il a donc un modèle de comportement hystérétique procurant un mécanisme de dissipation d'énergie par amortissement hystérétique.
- **Le modèle bilinéaire** : il est caractérisé par deux valeurs de rigidité; une valeur de la phase linéaire avant la plastification et une autre de la phase de plastification. Généralement, la deuxième rigidité est représentée en pourcentage par rapport à la première via le facteur post-plastification α . Ce modèle est plus stable que le modèle élastoplastique parfait et il rapproche plus la réalité puisqu'il a un effet important à la réduction de la déformation permanente (Georgious et al., 1988; Hong, 2004; Tsujita et al., 1997; Wyatt et May, 1971); cela justifie l'utilisation fréquente de ce modèle (voir figure 2.1).

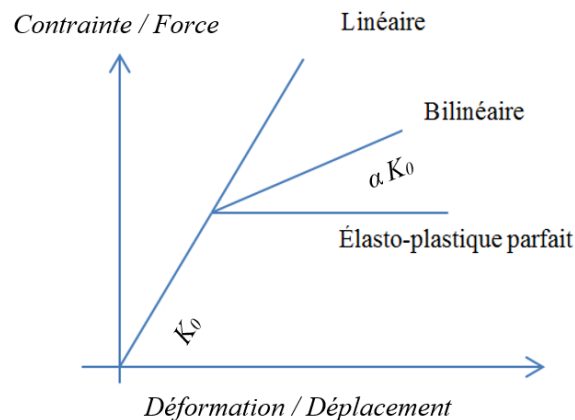


Figure 2.1 Modèles de lois de comportement simplifiés (modifié d'après (Paultre, 2010))

D'autres modèles plus sophistiqués peuvent être utilisés pour mieux rapprocher le comportement réel des structures comme le modèle de Bouc-Wen ou Ramberg-Osgood (utilisés

par Tschanz, 1982). Ces modèles prennent en considération la dissipation d'énergie lors du relâchement; ceci pourrait avoir une influence sur la réduction de la déformation permanente des structures (voir figure ci-dessous).

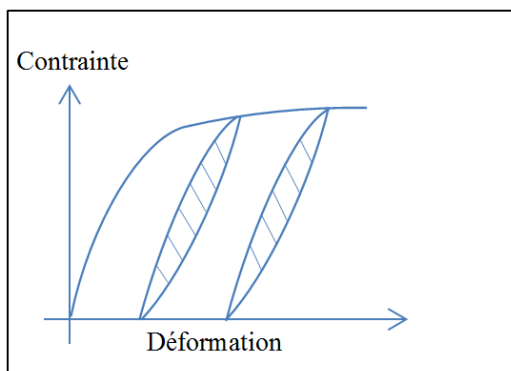


Figure 2.2 Modèle de loi de comportement avec prise en considération de la dissipation d'énergie lors du relâchement

2.1.7 Amortissement

L'amortissement sert à dissiper l'énergie dans les structures en vibration et pourrait avoir une influence sur la réponse structurale. Pour l'analyse du comportement des structures sous charges de vent, on distingue principalement deux types d'amortissement : l'amortissement structural ξ_s et l'amortissement aérodynamique ξ_a . Ils agissent généralement en parallèle pour réduire la réponse structurelle ; l'amortissement total est donné par cette équation :

$$\xi = \xi_a + \xi_s \quad (2.4)$$

2.1.7.1 Amortissement structural

L'amortissement structural est une caractéristique de la structure en elle-même. Il peut provenir du frottement interne entre les connexions ou les joints, la non-linéarité des matériaux, la non-linéarité géométrique et la formation des rotules plastiques.

L'amortissement structural dépend surtout du type des structures (béton, bois, métallique). Pour les structures métalliques, l'amortissement dépend aussi du type d'assemblages (soudées ou boulonnées).

Le tableau 2.1 donne les valeurs du décrement logarithmique structural à l'état limite des structures sous charges de vent recommandées par la Convention Européenne de la Construction

Métallique (CECM - COMITE TECHNIQUE 12 “VENT,” 1989). L’amortissement est donné par cette équation : $\xi = \delta / (2\pi)$. Ainsi les valeurs de l’amortissement structural pour le cas des structures métalliques à l’état limite soumises à des charges de vent sont de l’ordre de 1.15%. Dans le cadre de cette étude, la valeur de l’amortissement peut être un peu plus élevée vu que les structures seront étudiées plutôt à la phase de plastification.

Tableau 2.1 Valeurs recommandées de l’amortissement structural (CECM - COMITE TECHNIQUE 12 “VENT,” 1989)

Matériau		δ_s	
		Valeur de base	Valeur additionnelle
Acier	Boulons ordinaires	0.05	
	Boulons à haute résistance	0.03	
	Soudure	0.02	
	Contribution du frottement interne		0.02
	Structure en treillis		0.02
Béton	Sans fissuration, béton précontraint	0.04	
	Avec fissuration (béton armé ordinaire)	0.10	
	Contribution du frottement interne		0.02
Bois	Construction en bois	0.15	

Dans Tamura et al. (2000) les investigations sur l'estimation de l'amortissement structural pour un bâtiment de grande hauteur soumis à des charges de vent ont été menées (Holmes, 2015). Une équation empirique donnant l’amortissement structural pour le bâtiment en acier élevé a été établie. Holmes (2015) estime que pour les grands déplacements (états limites ultimes), des valeurs beaucoup plus élevées peuvent être utilisées pour l'amortissement structural, mais sans proposer des valeurs recommandées en raison de l'absence de données de mesures. Bien que Tamura et Kareem (2013) ont confirmé cette hypothèse, ils ont noté que «le rapport d'amortissement n'augmente pas nécessairement à un niveau d'amplitude supérieur». En effet, en se basant sur plusieurs investigations expérimentales menées au Japon (Fukuwa et al., 1996; Jeary, 1998; K et al., 1993; Li et 1998; Y. Tamura et al., 2000; Tamura, 2012), Tamura et Kareem (2013) ont rapporté que réellement le pourcentage d'amortissement augmente avec l'amplitude jusqu'à atteindre un certain déplacement critique, puis sa valeur commence à diminuer. De plus,

il a été conclu et recommandé d'utiliser des coefficients d'amortissements différents dépendamment des hauteurs des structures (Tamura et al., 2000): 1% pour les grandes structures en acier dans la plage d'élasticité (supérieure à 80 m), 2% pour les structures inférieures à 30 m et 1.5% pour les structures à hauteurs moyennes (entre 30 et 80 m).

Dans la littérature, dans le cadre de l'étude du comportement non linéaire des structures soumises à des charges de vent, l'influence de l'amortissement a été étudiée sur une plage assez vaste. L'effet de l'amortissement sur la réponse des structures soumises à des charges de vent a été étudié sur des plages du taux d'amortissement entre 1% et 50% par quelques recherches (Georgious et al., 1988; Hong, 2004; Tschanz, 1982; Vickery, 1970). En revanche, d'autres recherches ont simplement supposé des valeurs d'amortissement constantes proches de 1% (Chen et Davenport, 2000; Gani et Légeron, 2012; Wyatt et May, 1971) ce qui semble être raisonnable et en concordance avec les recommandations de la CECM - COMITE TECHNIQUE 12 "VENT". À partir de l'étude de l'influence de l'amortissement des études précédentes, il a été conclu que l'amortissement intervient considérablement à la réduction de la déformation permanente.

2.1.7.2 *Amortissement aérodynamique*

Selon Davenport (1977), les phénomènes aéroélastiques peuvent être classés dans trois catégories : ceux qui dépendent de l'accélération, ceux qui dépendent de la vitesse et ceux qui dépendent du déplacement de la structure (Tschanz, 1982). Les forces d'amortissement significatives sont seulement celles qui dépendent de la vitesse. Elles agissent en parallèle avec l'amortissement structural et sont appelées les forces d'amortissement aérodynamique. L'amortissement aérodynamique provient de l'interaction entre le vent et la structure. Il dépend essentiellement de la vitesse de vent et l'amplitude de vibration de la structure. Il affecte surtout les structures souples. L'amortissement aérodynamique ξ_a dans la direction du vent peut être exprimé selon Davenport (1979) et Davenport et Tschanz (1981) par cette expression :

$$\xi_a = \frac{1}{4\pi} \frac{\rho D_0^2}{M_0} \frac{\bar{U}}{f_{os} D_0} C_D \left(\frac{\bar{U}}{f_{os} D_0} \right) \quad (2.5)$$

avec ρ est la densité de l'air, M_0 est la masse par unité de longueur, D_0 le diamètre typique, $\frac{\bar{U}}{f_{os} D_0}$ est la vitesse réduite, \bar{U} est la vitesse moyenne du vent, f_{os} est la fréquence d'oscillation et C_D

est le coefficient de traînée qui est fonction de la vitesse réduite. Pour les grandes valeurs de la vitesse réduite (qui est le cadre de ce projet) le coefficient de traînée devient quasi-constant. Pour des valeurs typiques (comme pour le World Trade Center) l'amortissement aérodynamique $\xi_a \approx 0.87\%$ (Tschanz, 1982). De plus, Holmes (2015) mentionne que l'amortissement aérodynamique est généralement faible et peu variable ($<1\%$). Ceci a été confirmé dans Tamura et Kareem (2013) qui recommandent d'utiliser un taux d'amortissement aérodynamique de 0.5% pour les bâtiments élevés typiques et proposent une expression simplifiée d'évaluation du taux d'amortissement aérodynamique :

$$\xi_a \approx \frac{10^{-3}}{f_1} \quad (2.6)$$

Cependant, l'amortissement aérodynamique est beaucoup plus complexe dans la réalité; il dépend de plusieurs paramètres comme la forme de la structure le rapport entre ses dimensions et l'intensité de turbulence du vent. L'amortissement aérodynamique peut être négatif dans certains cas et cela veut dire qu'il amplifie les vibrations de la structure; cela se produit si la vitesse du vent est proche d'une vitesse critique. Dans Davenport et Tschanz (1981), il a été indiqué que si la vitesse du vent est assez élevée, il y a une certaine évidence que l'amortissement aérodynamique est positif et de ce fait il peut être négligé dans les études de la réponse des structures sous charges de vent extrêmes. Dans le but de mieux quantifier l'amortissement aérodynamique, plusieurs essais expérimentaux ont été établis dans Marukawa et al. (1996). L'influence de la géométrie de la structure sur l'amortissement a été étudiée. Il a été prouvé que pour le vent fort, l'amortissement aérodynamique dans la direction du vent est positif et il est proportionnel à la vitesse réduite. Une fonction empirique a été établie dans Watanabe et al. (1997) évaluant l'amortissement aérodynamique pour les bâtiments élevés en fonction de plusieurs paramètres; elle pourrait être utilisée pour avoir plus de précision sur l'amortissement aérodynamique, mais vu que sa valeur est faible ($<1\%$) et peu variable, dans le cadre de ce projet, une option à considérer est de prendre une valeur constante après avoir évalué numériquement l'effet de l'amortissement aérodynamique.

2.1.7.3 *Composition de la matrice d'amortissement : Amortissement de Rayleigh*

La composition de la matrice d'amortissement dans les structures (Chopra, 2012; Paultre, 2010) est complexe à déterminer. La méthode de Rayleigh est une façon simplifiée pour prendre

l'amortissement en considération. Cette méthode propose l'évaluation de la matrice d'amortissement selon cette formule :

$$C = c_0 M + c_1 K \quad (2.7)$$

C'est alors la combinaison linéaire de la matrice de rigidité K et la matrice de masse M . Pour trouver les deux coefficients c_0 et c_1 il faut choisir 2 modes (ω_i, ω_j) pour lesquels l'amortissement total de la structure ξ est sélectionné. Puis on détermine les deux coefficients c_0 et c_1 selon ces équations :

$$c_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} ; c_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.8)$$

Généralement, dans la pratique on considère les deux premiers modes de vibrations parce qu'ils participent le plus dans la réponse des structures (Chopra, 2012).

En raison de sa formulation mathématique simple, l'amortissement de Rayleigh reste le premier choix à utiliser même s'il n'a pas de signification physique claire (Tremblay et al., 1998). Cependant, l'utilisation de l'amortissement de Rayleigh dans les analyses sismiques non linéaire nécessite une attention particulière (Alipour et Zareian, 2008; Pant et al., 2013). Dans le même contexte, Hall (2006) a expliqué par des exemples pratiques que la force d'amortissement peut être surestimée lorsque la rigidité diminue brusquement. Ceci engendre une augmentation de la vitesse de la structure et la force d'amortissement peut atteindre un pourcentage élevé comparé à la force de rappel et même la dépasser, ce qui n'est pas réaliste. Certaines propositions ont été évoquées pour contourner ce problème, comme l'utilisation d'un amortissement visqueux proportionnel à la masse, d'une matrice d'amortissement tangente Rayleigh, d'un amortissement visqueux proportionnel à la rigidité et d'un amortissement plafonné de Rayleigh afin de limiter la force d'amortissement (Hall, 2006). Par conséquent, il est important d'évaluer le taux d'amortissement ainsi que la méthode pour l'introduire lors d'une analyse dynamique non linéaire.

2.1.8 Ductilité

La ductilité est l'aptitude d'un matériau à subir des déformations plastiques avant la rupture. Un matériau est dit ductile s'il a une bonne réserve de déformation avant la rupture. On peut parler

de la ductilité d'un élément (barre, assemblage, etc.); dans ce cas, elle désigne la capacité de cet élément à se déformer sans trop perdre de sa rigidité et résistance. On peut aussi parler de la ductilité d'une structure entière; cela désigne l'aptitude de cette structure à subir des déformations plastiques dans quelques éléments structuraux. La ductilité d'une structure est liée à la dissipation de l'énergie d'excitation; plus la structure est ductile, plus elle a la capacité de dissiper l'énergie excédant sa limite élastique moyennant le développement des déformations plastiques dans certains éléments.

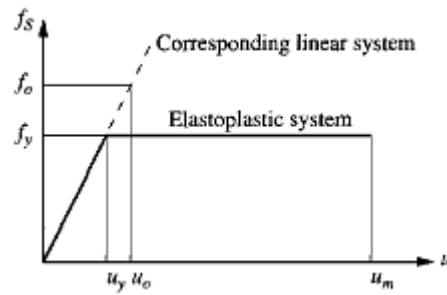


Figure 2.3 Système élastoplastique parfait et le système linéaire correspondant (Chopra, 2012)

La ductilité est définie par $\mu = \frac{u_m}{u_y}$ avec u_m est le déplacement maximal et u_y le déplacement correspondant au début de la plastification. On définit aussi le coefficient de réduction de force β par rapport au système élastique $\beta = \frac{f_y}{f_o}$ avec f_o est la force de rappel lorsqu'on utilise le modèle linéaire et f_y la force de rappel lorsque la plastification est considérée.

2.2 Les caractéristiques du vent

2.2.1 Généralités sur le vent

Le vent est considéré comme un phénomène stochastique. Il est représenté par des modèles probabilistes. Les champs de vitesses de vent ont trois composantes dans l'espace. Dans le cadre de ce projet, on se contente d'étudier le comportement des structures dans la direction du vent perpendiculairement à la surface des bâtiments. Dans la littérature (Holmes, 2015; Simiu et Scanlan, 1996), le vent est souvent représenté par la somme de deux termes : le vent moyen et le vent turbulent.

$$U(z, t) = \bar{U}(z) + u(z, t) \quad (2.9)$$

avec $\bar{U}(z)$ est la vitesse moyenne du vent à la hauteur z et $u(z, t)$ est la partie turbulente du vent. Le profil de vent moyen à chaque hauteur z peut être représenté par cette équation (Holmes, 2015; Simiu et Scanlan, 1996):

$$\bar{U}(z) = 2.5u_* \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (2.10)$$

avec $\bar{U}(z)$ est la vitesse du vent moyen à l'altitude z , z_0 est la longueur de rugosité et u_* est la vitesse de frottement (ou de cisaillement) du vent.

2.2.2 Intensité de turbulence

L'intensité de turbulence I_u du vent représente les fluctuations dans les vitesses de vent par rapport au vent moyen à une altitude z donnée. L'intensité de turbulence est définie comme suit dans le cas d'un profil de vent logarithmique (Holmes, 2015):

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u}{\bar{U}(z)} \approx \frac{1}{\ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} \quad (2.11)$$

avec σ_u est l'écart type du vent turbulent et il peut être approché par $\sigma_u = 2.5u_*$.

L'intensité de turbulence est importante pour la caractérisation et la simulation de la partie turbulente du vent. Comme la formule l'indique, elle est définie selon la nature du terrain. Dans le code européen (EN1994-1-4, 2010) et le code des États-Unis (ASCE7-16, 2017), on présente des procédures empiriques pour l'estimation de l'intensité de turbulence selon les types de terrains (exposé, urbain, suburbain, sur les côtes). Après avoir fait les calculs nécessaires, il a été conclu que pour un vent de vitesse moyenne $\bar{U}(z = 10m) = 40 \text{ m.s}^{-1}$, les intensités de turbulence sont de l'ordre de $I_u(z=10m) = 12\%$ pour les sites exposés à $I_u(z=10m) = 40\%$ pour les sites urbains.

2.2.3 Densité spectrale de puissance du vent

La densité spectrale de puissance (PSD) s'applique sur les signaux vibratoires aléatoires stationnaires et ergodiques. Physiquement, lorsqu'elle est multipliée par un coefficient approprié, elle donne la puissance emportée par l'onde par unité de fréquence.

Mathématiquement, elle peut être définie comme le carré du module de la transformée de Fourier qu'on divise par le temps d'intégration. La PSD est utilisée pour la caractérisation et la simulation de la partie turbulente du vent. Dans la littérature (Kaimal et al., 1972; Simiu and Scanlan, 1996; Solari et Piccardo, 2001; Tieleman, 1995), plusieurs recherches ont été faites pour définir des densités spectrales du vent. Ils utilisent tous des modèles empiriques en se basant sur plusieurs enregistrements de mesures de vitesses de vent.

Dans ce qui suit, la PSD établie par Simiu et Scanlan (1996) sera présentée. C'est le spectre qui sera utilisé dans cette étude pour la génération du vent numérique. Ce spectre S_u peut être exprimé par sa forme non dimensionnelle :

$$\frac{f S_u(z,f)}{u_*^2} = \frac{200 \frac{fz}{\bar{U}}}{(1+50 \frac{fz}{\bar{U}})^{5/3}} \quad (2.12)$$

avec f est la fréquence, u_* est la vitesse de cisaillement (ou de frottement) et \bar{U} est la vitesse moyenne du vent à l'altitude z .

2.2.4 Corrélation spatiale du vent

La corrélation spatiale entre deux enregistrements de vitesses de vent mesurés en deux points différents a été proposée initialement par Davenport (1961) comme il a été rapporté dans Solari et Piccardo (2001). Pour la direction du vent u la fonction de corrélation spatiale entre deux points $P1(x_1, y_1, z_1)$ et $P2(x_2, y_2, z_2)$ est donnée par :

$$coh_{P1,P2,f} = \exp \left(- \frac{2f \sqrt{C_{zu}^2(z_1-z_2)^2 + C_{yu}^2(y_1-y_2)^2 + C_{xu}^2(x_1-x_2)^2}}{U_{P1} + U_{P2}} \right) \quad (2.13)$$

avec C_{xu} , C_{yu} et C_{zu} sont les coefficients de décroissance exponentielle de la corrélation qui sont généralement mesurés pour des terrains spécifiques. La fonction de corrélation spatiale est d'une grande importance pour la génération de signaux de vent corrélés en plusieurs points dans le but d'étudier les structures MDOF en utilisant le logiciel WindGen (voir annexe A. Les valeurs recommandées à utiliser sont $C_{xu} = C_{yu} = 11.5$ et $C_{zu} = 15.4$ (ASCE7-16).

2.2.5 Simulation numérique du vent

2.2.5.1 Généralités

Jusqu'au début des années 80, la méthode la plus utilisée pour avoir des séries temporelles des forces de vent était de prendre des mesures directes continues des vitesses de vent, les numériser et les traiter pour pouvoir les utiliser ensuite dans les analyses des structures. Dans le même cadre, la technique de la balance de forces qui mesure les forces appliquées à la structure a été utilisée dans les souffleries pour enregistrer des historiques de chargement de vent (Tschanz, 1982; Tschanz et Davenport, 1983). Dans Georgious et al. (1988), des mesures directes de pression sur un modèle réduit d'un bâtiment dans une soufflerie ont été enregistrées puis utilisées dans les analyses dynamiques temporelles des structures. Cette technique avait des limites puisque les ordinateurs n'étaient pas suffisamment puissants pour prendre des mesures à haute fréquence. De ce fait, la simulation des forces de vent numériquement est une bonne alternative pour pouvoir réaliser des analyses non linéaires dans le domaine temporel.

Selon Tschanz (1982), les séries générées doivent satisfaire certains critères :

- *Les caractéristiques statistiques* : en se basant sur les mesures, il a été remarqué que les vitesses de vent suivent une distribution normale; alors la moyenne, la variance et les moments du vent simulé doivent être équivalents aux valeurs mesurées.
- *La distribution spectrale* : il est important que l'énergie soit correctement distribuée sur toute la plage fréquentielle qui contribue à la réponse. La similitude entre les allures des densités spectrales de puissances assure l'exactitude des séries générées.
- *Stationnarité* : les forces de vent mesurées sont stochastiques et stationnaires; alors il faut vérifier cette propriété avant d'utiliser un échantillon de vent simulé.
- *Parcimonie* : il est important d'utiliser des méthodes qui demandent un temps de génération raisonnable.
- *Une durée relativement longue* : pour simuler la réalité des charges de vent, les échantillons de vent doivent contenir au moins des informations suffisantes pour une durée d'une heure.

Quelques enregistrements de vitesses de vent réel ont été utilisés dans Wyatt et May (1971), comme chargement moyennant des traitements de filtration pour éviter la surestimation de la

réponse des structures dans la direction du vent. Cependant, la plupart des résultats sont basés sur des simulations numériques de vent générées par ordinateur selon les spectres proposés dans la littérature. Dans Hong (2004), un algorithme de génération de vent développé par Shinozuka (1987) a été utilisé pour simuler les charges de vent.

Les processus de génération de vent sont des processus aléatoires, alors la vérification des caractéristiques statistiques des séries de vent générées est importante. De plus, on ne peut pas se contenter de générer un seul échantillon de charges de vent. Plusieurs échantillons doivent être utilisés dans l'analyse du comportement non linéaire des structures soumises à des charges de vent pour rapprocher le comportement réel. Cela n'a pas été développé dans la littérature pour déterminer le nombre minimal de séquences de vent à utiliser dans les analyses. Une étude de sensibilité devra être réalisée dans le cadre de ce projet.

2.2.5.2 *Méthodes de simulation de processus aléatoires :*

Principalement dans la littérature, trois approches ont été présentées pour la génération du vent (Tschanz, 1982) : la transformation inverse du *Fast Fourier Transform* (FFT), l'utilisation des spectres et le déphasage aléatoire et le processus de filtration du bruit blanc.

Inversion de la transformée FFT

La méthode de l'inversion de la FFT consiste à :

- 1- Initialiser les coefficients complexes de la transformée de Fourier rapide dans le domaine fréquentiel.
- 2- Inverser la transformée de Fourier pour revenir au domaine temporel.

Cette méthode est efficace pour la simulation des processus aléatoires, mais elle génère des séries de courte durée (une à deux minutes). Donc elle n'est pas adéquate pour le cas de vent; elle est plutôt utilisée dans le cas des charges sismiques (Hudspeth et Borgman, 1979). Un algorithme plus développé de génération des vitesses de vent basé sur l'inversion de la FFT a été développé par la suite par Deodatis (1996) et Shinozuka et Deodatis (1991). Cet algorithme a la particularité de générer plusieurs séries multidimensionnelles corrélées entre elles.

Processus autorégressifs

Le processus autorégressif (AR) est une forme spéciale de la filtration numérique du bruit blanc pour obtenir les caractéristiques statistiques voulues du signal. Un algorithme de génération des séries temporelles a été présenté dans Tschanz (1982). Lorsque la densité spectrale de puissance est complexe, l'utilisation du processus autorégressif à moyenne mobile (ARMA) devient plus adéquate. Dans Wyatt et May (1971), les processus AR et ARMA ont été utilisés pour la génération numérique du vent qui a servi à l'analyse non linéaire des structures soumises à des charges de vent.

WindGen est un logiciel de génération d'échantillons (par la méthode FFT inverse) de vitesses de vent en plusieurs points corrélés qui a été développé par Hang et al. (2005). C'est le logiciel qui sera utilisé dans le contexte de cette étude pour la génération des échantillons de vitesses de vent (voir annexe A).

2.2.6 Les ouragans

2.2.6.1 Caractéristiques générales

Les ouragans sont des cyclones tropicaux qui utilisent la chaleur latente dégagée lors de la condensation de la vapeur d'eau (Chen, 1999). Elles se produisent généralement entre les cercles de latitude 5° et 20°. Leurs diamètres sont de l'ordre de quelques centaines de kilomètres (peut atteindre 1000 km). La vitesse du vent dans les ouragans dépasse 120 km/h (33m.s⁻¹). La durée moyenne d'un ouragan est de 9 jours environ.

2.2.6.2 Structure de l'ouragan

Typiquement, l'ouragan est composé par un noyau central appelé l'œil; il est généralement calme et dégagé des nuages; il est entouré par une zone annulaire contenant des cumulonimbus sous forme cylindrique verticale. Il contient aussi une couche de nuage dense au sommet du cylindre; elle peut atteindre 80 km de diamètre. En ingénierie, on s'intéresse aux faibles hauteurs (zone V dans la figure 2.4, hauteur inférieure à 1 km). Dans ce domaine, le vent tourne en spirale et sa vitesse tangentielle augmente en passant de la périphérie vers le centre : elle atteint son maximum au mur de l'œil. La figure 2.4 montre un schéma représentatif de la structure d'un ouragan (Chen, 1999).

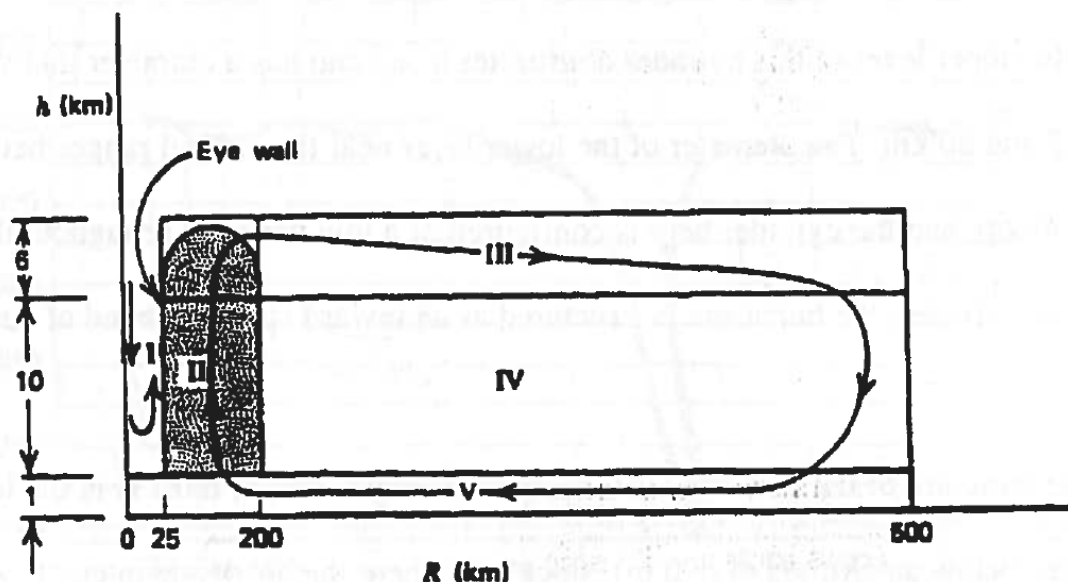


Figure 2.4 Schéma représentatif de la structure d'un ouragan (Chen, 1999)

2.2.6.3 Utilisation des mesures de vitesse de vent des ouragans

Dans Gani et Légeron (2012), des enregistrements de vitesses de vent des ouragans ont été utilisés directement dans l'analyse temporelle pour le cas des structures à un seul degré de liberté. Les cinq enregistrements donnent la vitesse et la direction du vent à 5 et à 10 mètres de hauteur; ils sont obtenus grâce au programme *Florida Costal Monitoring Program* (FCMP) tel que présenté dans Balderrama et al. (2011). Ces mêmes enregistrements peuvent être utilisés dans le cas des structures à deux degrés de liberté et serviront à valider les résultats obtenus dans cette étude.

2.2.6.4 Modélisation d'un ouragan

La modélisation a pour but de générer numériquement des séquences de vitesses de vent causées par un cyclone tropical à des points donnés. Ces séquences peuvent être utilisées dans l'estimation de la vitesse de vent d'ouragans et les caractéristiques de directions du vent. Plusieurs méthodes ont été utilisées dans la littérature pour la simulation du champ de vitesse des ouragans. Certaines sont complexes comme dans Vickery et al. (2000) où une modélisation tridimensionnelle a été développée en utilisant un schéma de différence finie qui prend en considération plusieurs paramètres météorologiques et en adoptant une résolution non linéaire

de l'équation du mouvement de l'ouragan. Cependant, la majorité des modélisations sont basées sur des modèles empiriques et ils utilisent des processus aléatoires pour la simulation des ouragans. Dans Chen et Davenport (2000), une modélisation d'un ouragan a été établie par une méthode de simulation de Monte-Carlo. Dans Chen (1999), un modèle assez simple à appliquer a été présenté dépendant de quelques données de la tempête à simuler :

- Δp : la chute de pression
- R_{max} : rayon de l'anneau de la vitesse de vent maximale
- V_T : la vitesse de la tempête
- Θ : angle de la trajectoire de la tempête
- D_{min} : distance du point d'étude par rapport au centre de la tempête

2.3 Estimation des forces du vent

2.3.1 Force quasi-statique

L'approche quasi-statique est l'approche la plus utilisée dans les études précédentes pour l'estimation des forces du vent à partir des vitesses du vent. Son adoption généralisée vient du fait que cette approche se place du côté de la sécurité puisque l'estimation des forces de vent selon cette approche est généralement surestimée (Tamura et Kareem, 2013). De plus, la simplicité de l'implémentation de cette approche favorise son adoption dans les recherches précédentes du comportement non linéaire des structures soumises à des charges de vent (Gani et Légeron, 2012; Hong, 2004; Wyatt et May, 1971). L'historique des forces quasi-statiques du vent à l'altitude z se calcule à partir de cette équation (Simiu et Scanlan, 1996):

$$F(z, t) = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \rho U(z, t)^2\right) \quad (2.14)$$

avec C_D est le coefficient de traînée, A est la surface exposée au vent sur la structure, ρ la densité de l'air et $U(z, t)$ la vitesse totale du vent à l'altitude z à l'instant t . Plusieurs recherches ont été accomplies dans le but d'évaluer les valeurs du coefficient de traînée à appliquer dans le cas des bâtiments. Selon, les géométries et les dimensions des bâtiments, C_D peut prendre des valeurs entre 1 et 3 (Holmes, 2015).

Il est à noter que dans les codes de dimensionnement (ASCE7-16, 2017; EN1994-1-4, 2010) on propose des procédures pour l'estimation des charges de vent sur les structures en donnant des forces statiques équivalentes qui seront réparties sur les éléments structuraux. Ils prennent en considération la partie turbulente du vent en introduisant des coefficients d'amplification dynamique.

2.3.2 Fonction d'admittance aérodynamique

Sears (1941) avait théoriquement dérivé la fonction d'admittance aérodynamique pour calculer la force de soulèvement sur une plaque mince et symétrique, appelée fonction de Sears dans le domaine aéronautique (Chang et al., 2010). Comme indiqué dans Tamura et Kareem (2013), la réponse des structures soumises à des charges de vent ayant relativement des grandes surfaces exposées au vent sera surestimée en raison du manque de corrélation ; c'est ce qui a conduit à l'introduction du concept de l'admittance aérodynamique par Davenport (1967) et Vickery (1965, 1968), qui proposent une expression empirique de la fonction d'admittance en se basant sur des données expérimentales des plaques carrées soumises à des charges de vent dans la direction du vent. L'admittance aérodynamique est utilisée dans le domaine fréquentiel dans le cadre d'une approche spectrale stochastique qui sera présentée en détail dans la section 2.4.

La fonction d'admittance aérodynamique proposée par Vickery (1968) pour les forces appliquées à une plaque dans la direction du vent (Holmes, 2015; Tamura et Kareem, 2013) est:

$$\chi^2(f) = \left(\frac{1}{1 + \left[\frac{2f\sqrt{A}}{\bar{U}} \right]^{\frac{4}{3}}} \right)^2 \quad (2.15)$$

où f est la fréquence, \bar{U} est la vitesse moyenne du vent et A est la surface de la plaque. La figure 2.5 montre une représentation de la fonction d'admittance prise de Tamura et Kareem (2013). Le passage du spectre des vitesses de vent $S_U(f)$ au spectre des forces est donné par :

$$S_F(f) = \frac{4\bar{F}^2}{\bar{U}^2} \chi^2(f) S_U(f) \quad (2.16)$$

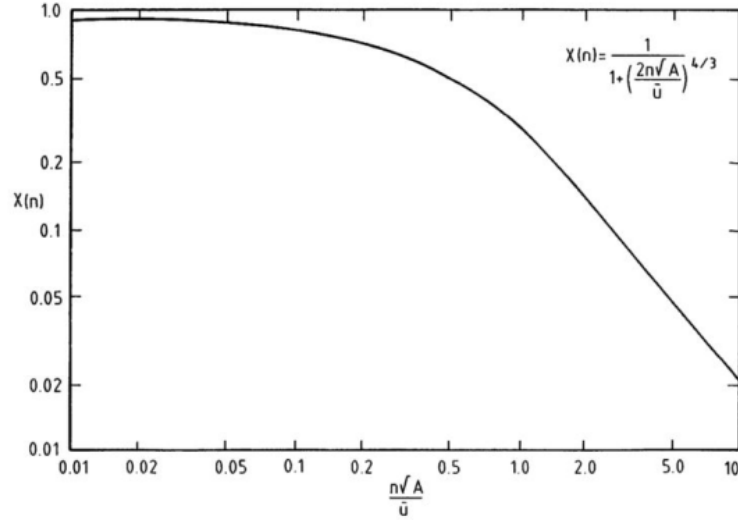


Figure 2.5 Fonction d'admittance aérodynamique pour les plaques (Tamura et Kareem, 2013)

De la même manière, une fonction d'admittance aérodynamique a été proposée par Scanlan (1993) pour évaluer la force du vent de soulèvement sur les tabliers des ponts:

$$\chi_w^2(f) = \frac{1}{1+5.K} = |\Phi(K)|^2 \quad (2.17)$$

où K est la fréquence réduite, $K=f.\pi.c/\bar{U}$, c est la longueur de la corde d'un profil et $\Phi(K)$ est la fonction Sears.

Dans le cadre de cette analyse, la fonction d'admittance aérodynamique de ASCE7-16 sera utilisée:

$$\chi(f) = R_H R_B (0.53 + 0.47 R_D) \quad (2.18)$$

où H est la hauteur du bâtiment, B la dimension horizontale du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction du vent et L la profondeur du bâtiment. R_H , R_B et R_L sont calculés en utilisant R_l , qui est donné par :

$$R_l = \begin{cases} \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) & \text{for } \eta > 0 \\ 1 & \text{for } \eta = 0 \end{cases} \quad (2.19)$$

$$R_l = \begin{cases} R_H = R_l & \text{setting } \eta = \frac{4.6fH}{\bar{V}_z} \\ R_B = R_l & \text{setting } \eta = \frac{4.6fB}{\bar{V}_z} \\ R_L = R_l & \text{setting } \eta = \frac{15.4fL}{\bar{V}_z} \end{cases} \quad (2.20)$$

où \bar{V}_z est la vitesse moyenne du vent à l'altitude $\bar{z} = 0.6H$. Il est à noter que la force du vent calculée par admittance aérodynamique conduit à la même force du vent calculée à partir d'une approche quasi statique pour une vitesse de vent très élevée ($>80 \text{ m.s}^{-1}$) ou pour les cas de structures ayant de faibles surfaces exposées au vent (Tamura et Kareem, 2013). D'autre part, en comparant les fonctions d'admittances aérodynamiques proposées dans les normes (ASCE7-16, 2017; EN1994-1-4, 2010; NBCC-2015, 2015), on remarque que les résultats des fonctions d'admittance sont très similaires bien que des écritures différentes des équations sont proposées.

2.3.3 Fonction indicielle aérodynamique

Le concept de la fonction indicielle (appelé aussi fonction de pondération aérodynamique) a été développé initialement pour l'ingénierie aéronautique par Wagner (1925). Pour comprendre l'importance du concept de la fonction indicielle, il est opportun de considérer la citation suivante : « *prenons l'exemple d'un profil aérodynamique mince dans un écoulement uniforme et changeons soudainement l'angle d'attaque à partir de zéro; seule la moitié de la force de soulèvement finale agit immédiatement et la force de soulèvement augmentera de façon asymptotique jusqu'à atteindre sa valeur totale finale* » (traduit de Tamura et Kareem, 2013). Alors, la fonction d'admittance permet l'évaluation des forces aérodynamiques agissant sur les systèmes dans le domaine temporel. La fonction indicielle dans le domaine du génie civil est utilisée pour le cas des structures sensibles aux charges de vent. Cette approche a été introduite pour la première fois dans le domaine du génie civil par Scanlan (1993) dans le but d'évaluer les forces aéroélastiques de soulèvement sur le tablier d'un pont. Chang et al. (2010) a repris la même approche pour évaluer les forces aéroélastiques de vent sur les cheminées dans la direction perpendiculaire au vent (*cross wind*).

Une formulation de la dérivée de la fonction indicielle a été proposée par Jones (1940) en se basant sur le développement analytique de la fonction d'admittance aérodynamique proposée par Sears (1941) est définie comme suit (Chang et al., 2010):

$$\phi'(s) = A_1 e^{-A_2 s} + A_3 e^{-A_4 s} \quad (2.21)$$

où A_i sont des constantes à déterminer expérimentalement et s représente le temps normalisé $s = \bar{U}t/c$ avec c est une longueur caractéristique du système. Dans le contexte de cette étude $s = \bar{U}t/\sqrt{A}$ où A est l'aire de la structure exposée au vent. La fonction dérivée de la fonction indicielle est reliée à la fonction d'admittance aérodynamique par ces relations sous forme complexe ou réelle :

$$\Phi(K) = \int_0^\infty \phi'(\sigma) e^{-iK\sigma} d\sigma = \left(\frac{A_1 K}{A_2^2 + K^2} + \frac{A_3 K}{A_4^2 + K^2} \right) - i \left(\frac{A_1 A_2}{A_2^2 + K^2} + \frac{A_3 A_4}{A_4^2 + K^2} \right) \quad (2.22)$$

$$\chi^2(f) = |\Phi(K)|^2 = \left(\frac{A_1 K}{A_2^2 + K^2} + \frac{A_3 K}{A_4^2 + K^2} \right)^2 + \left(\frac{A_1 A_2}{A_2^2 + K^2} + \frac{A_3 A_4}{A_4^2 + K^2} \right)^2 \quad (2.23)$$

L'équation (2.26) permet de trouver les constante A_i en calibrant la fonction d'admittance d'une structure ; cela permettra de définir la fonction indicielle qui pourrait être utilisée pour calculer les forces du vent dans le domaine temporel. La force du vent est alors donnée par (Tamura et Kareem, 2013) :

$$F(z, t) = \bar{F}(z) + f(z, t) = \frac{1}{2} \rho C_d A \bar{U}^2(z) + \rho A C_d \bar{U}(z) \int_0^s [u(s) - \phi'(s - \sigma)] d\sigma \quad (2.24)$$

La figure 2.6 présente le schéma de l'application de l'approche indicielle dans le but d'évaluer les forces de vent appliquées aux structures dans le domaine temporel. Cette formulation de la force du vent basée sur l'approche indicielle dans le domaine temporel est différente de l'approche quasi-statique (présenté à la section 2.3.1) par l'application de l'intégrale de convolution qui permet de prendre en compte l'historique du chargement ce qui représente une sorte de moyenne mobile sur les échantillons de chargement. D'autre part, la fonction indicielle comparée à l'approche quasi-statique filtre les fréquences à partir 0.1 Hz ce qui influencera nécessairement la réponse dynamique des structures en éliminant les fluctuations qui ne sont pas nécessairement ressenties par les structures.

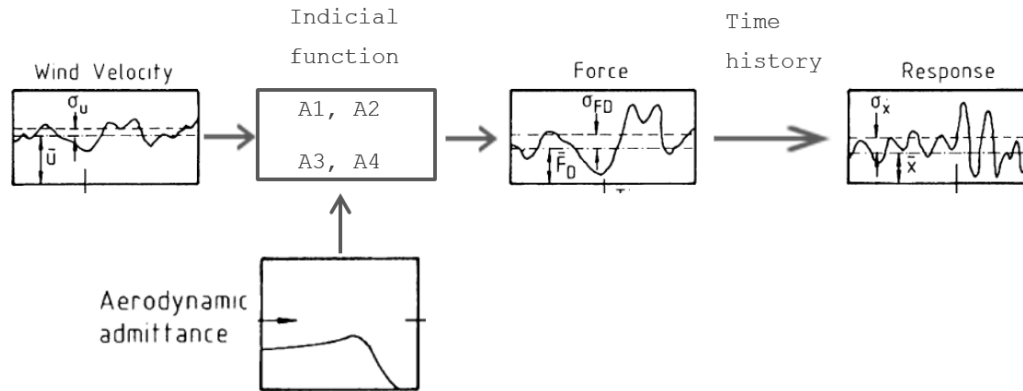


Figure 2.6 Schéma représentatif de l'approche indicielle (modifié d'après Davenport, 1967)

2.4 Estimation de la réponse structurale par l'approche spectrale stochastique

L'approche spectrale stochastique a été établie par Davenport (1961) sur la base de la théorie des vibrations aléatoires. Cette approche est couramment adoptée par les codes de dimensionnement (ASCE7-16, 2017; EN1994-1-4, 2010) pour évaluer les réponses des structures sous les charges du vent dans la phase linéaire. La procédure spectrale stochastique est une approche au domaine fréquentiel avec des fonctions d'admittance aérodynamique et mécanique. Elle est principalement utilisée pour l'estimation de la réponse structurale via un facteur de rafale. La figure 2.7 extraite de Davenport (1967) décrit l'idée principale de cette approche.

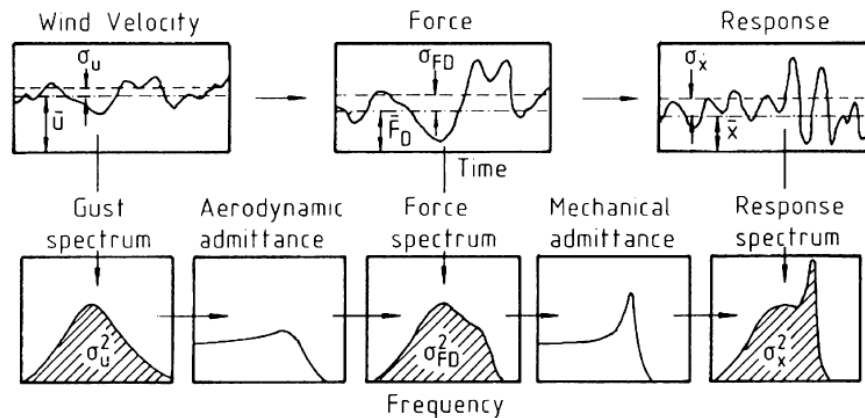


Figure 2.7 Schématisation de l'approche spectrale stochastique (Alan G. Davenport, 1967)

Cette approche permet de calculer la partie fluctuante de la réponse structurale (l'écart type de la réponse σ_x) à ajouter à la réponse quasi-statique \bar{X} . Comme présenté dans Holmes (2015), l'écart type de la réponse du système SDOF faiblement amortis peut être exprimé comme suit:

$$\sigma_x^2 = \frac{4\bar{X}^2\sigma_u^2}{\bar{U}^2} \int_0^\infty |H(f)|^2 \cdot \chi^2(f) \cdot \frac{S_u(f)}{\sigma_u^2} \cdot df \cong \frac{4\bar{X}^2\sigma_u^2}{\bar{U}^2} [B + R] \quad (2.25)$$

avec

$$B = \int_0^\infty \chi^2(f) \cdot \frac{S_u(f)}{\sigma_u^2} \cdot df \quad (2.26)$$

$$R = \chi^2(f_1) \cdot \frac{S_u(f_1)}{\sigma_u^2} \int_0^\infty |H(f)|^2 \cdot dn \cong \frac{\pi f_1}{4\xi} \cdot \chi^2(f_1) \cdot \frac{S_u(f_1)}{\sigma_u^2} \quad (2.27)$$

où \bar{X} est le déplacement moyen, \bar{U} est la vitesse moyenne du vent, σ_u est l'écart type du vent, S_u est la densité spectrale de la puissance du vent le long du vent, f est la fréquence, f_1 est la fréquence naturelle, $H(f)$ et $\chi(f)$ sont respectivement les fonctions d'admittance mécanique et aérodynamique, et B et R sont respectivement les facteurs de réponses statique et de résonance. Le déplacement maximum X_{max} est exprimé par (Holmes, 2015):

$$X_{max} = \bar{X} + g \cdot \sigma_x \quad (2.28)$$

où g est le facteur de pointe pouvant être estimé comme suit:

$$g = \sqrt{2 \ln(\nu T)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(\nu T)}} \quad (2.29)$$

où la valeur du paramètre ν peut être approchée de manière conservatrice à la fréquence propre f_1 et T est l'intervalle de temps pendant lequel la valeur maximale est requise (Holmes, 2015).

Cette approche pourrait être utilisée dans le but de valider l'approche dynamique temporelle dans le cas linéaire pour des structures à SDOF.

2.5 Exploitation de la ductilité dans le cas sismique

2.5.1 Différenciation entre les charges sismiques et les charges de vent

Les premières études sur le comportement non linéaire des structures sous charges de vent ont été menées par Vickery (1970). En fait, à cette époque, beaucoup de recherches ont été développées sur le comportement non linéaire des structures sous charges aléatoires; les applications étaient concentrées sur les charges sismiques. Les charges sismiques et les charges de vent sont toutes les deux des charges aléatoires, principalement latérales, mais il a été remarqué que le comportement d'un système soumis à des charges de vent diffère de celui soumis à des charges sismiques pour ces trois raisons :

- La présence du vent moyen dans le cas des structures sous charges de vent engendre des déformations moyennes significatives; les excursions dans le domaine plastique se font dans un seul sens. Ceux-ci peuvent s'accumuler et causer des dégâts permanents majeurs.
- Le domaine des composantes fréquentielles d'un spectre de charges sismique est plus étroit que le spectre des charges de vent.
- La durée des charges de vent est beaucoup plus importante que la durée des charges sismiques, ce qui peut causer un cumul de dégât de plastification durant les heures des tempêtes.

2.5.2 Coefficient de comportement sismique

Pour le dimensionnement des structures sous charges sismiques, les nouveaux codes (ASCE7-16, 2017; EN1998-1, 2005) utilisent une procédure spécifique de dimensionnement sismique. Ils utilisent l'analyse élastique pour la détermination de l'effet de la charge sismique sur les bâtiments. Puis ces charges sismiques sont réduites pour prendre en considération le comportement non linéaire (la ductilité) des structures moyennant le coefficient de comportement sismique R (noté q aussi) ou aussi appelé le facteur de réduction de forces. Il est défini par le rapport :

$$R = \frac{S_{elastic}}{S_{design}} \quad (2.30)$$

avec $S_{elastic}$ est la force élastique demandée et S_{design} est la force de dimensionnement.

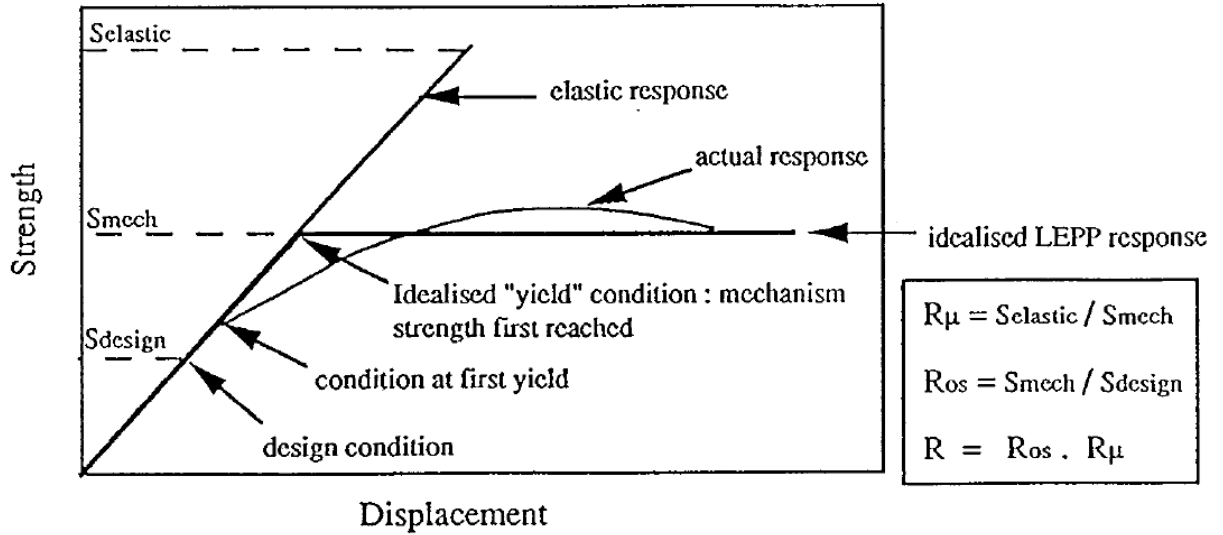


Figure 2.8 Facteur de réduction de force en assumant un comportement élastoplastique parfait (Lam, Wilson, & Hutchinson, 1998)

Ainsi on peut définir le facteur de réduction de force par le produit :

$$R = R_{\mu} R_{OS} \quad (2.31)$$

avec R_{μ} est le facteur de réduction de force de ductilité et R_{OS} est le facteur de réduction de « overstrength ». R_{OS} est défini par le rapport :

$$R_{OS} = \frac{S_{mech}}{S_{design}} \quad (2.32)$$

avec S_{mech} est la force de plastification avec un modèle idéalisée. Le facteur de réduction de forces de ductilité est défini par le rapport :

$$R_{\mu} = \frac{S_{elastic}}{S_{mech}} = \frac{1}{\beta} \quad (2.33)$$

Ce facteur permet la prise en compte du comportement non linéaire et la réduction des forces appliquées aux structures. En effet, le spectre de dimensionnement plastique est obtenu en divisant le spectre de dimensionnement linéaire par le facteur de réduction de force R .

2.5.3 Estimation du coefficient de comportement sismique

Plusieurs recherches ont été établies dans le but d'estimer le facteur de réduction de forces de ductilité R_μ en le reliant à la ductilité μ des structures. Plusieurs équations ont été proposées dans la littérature (Krawinkler et al., 1992; Miranda et Bertero, 1994; Newmark et Hall, 1982; Vidic et al., 1994). Ces modèles ont été développés à partir des études statistiques de l'analyse numérique du comportement dynamique non linéaire des structures soumises à des charges sismiques (des enregistrements de séismes). Il est à noter que la plupart de ces modèles proviennent de l'étude des structures à un seul degré de liberté et avec comportement élastoplastique parfait. Alors des recherches ont été menées (Borzi et Elnashai, 2000) dans le but de raffiner ces modèles par l'utilisation de lois de comportement plus avancées comme l'utilisation du modèle multilinéaire HHS (*Hysteretic Hardening-Softening*).

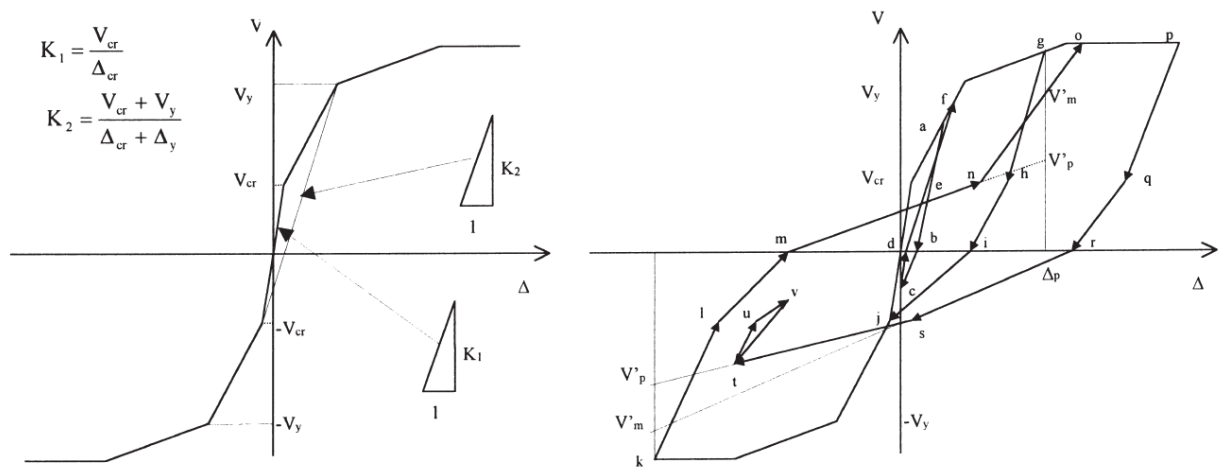


Figure 2.9 Description de la loi de comportement HHS (Borzi et Elnashai, 2000)

Cai et al. (2006) a étudié l'influence du nombre de niveaux dans les bâtiments sur le facteur de réduction de force de ductilité. Le modèle de loi de comportement utilisé est le modèle multilinéaire modifié de Clough. Il a proposé une équation pour déduire le facteur de réduction de force de ductilité d'un bâtiment MDOF à partir de celui d'un SDOF équivalent. D'autres recherches ont été menées dans le but d'estimer le facteur de réduction de force de ductilité pour des cas de structures spécifiques comme dans Maheri et Akbari (2003) qui a été consacré à la détermination du facteur R pour des structures en béton armé contreventé par des barres en acier

en X. Dans la suite, on présentera l'exemple de modèle proposé par Newmark et Hall (1982) et celui proposé dans l'EN1998-1 .

2.5.3.1 *Estimation de R_μ selon Newmark et Hall*

Ce modèle est basé sur l'observation que l'énergie associée à la force correspondante au déplacement maximal atteint par un système linéaire et non linéaire est similaire. Pour les structures avec des périodes propres assez longues, il a été remarqué que les systèmes élastiques et les systèmes ductiles avec les mêmes rigidités initiales ont des déplacements maximaux très proches. Quant aux structures avec des périodes propres assez courtes, il a été remarqué que la ductilité est plus élevée que le facteur de réduction de forces de ductilité. Alors le modèle proposé par Newmark et Hall (1982) est :

$$R_\mu = \begin{cases} 1 & \text{pour } T < 0.03 \text{ s} \\ \sqrt{2\mu - 1} & \text{pour } 0.1 \text{ s} < T < 0.5 \text{ s} \\ \mu & \text{pour } T > 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad (2.34)$$

avec T est la période propre de la structure. On comble les domaines non définis par ces équations, via une interpolation linéaire.

2.5.3.2 *Estimation de q selon l'EC8*

Le coefficient de comportement q est défini dans l'EN1998-1 comme le rapport du spectre de dimensionnement élastique et non élastique. Des valeurs maximales du coefficient de comportement ont été proposées selon le type des structures, les matériaux utilisés et la classe de ductilité. Le coefficient de comportement q est donné par :

$$\bar{q} = \begin{cases} \frac{1 + \frac{T}{T_1}(\eta\beta_0 - 1)}{1 + \frac{T}{T_1}(\frac{\eta\beta_0}{q} - 1)} & \text{pour } T < T_1 \\ q & \text{pour } T > T_1 \end{cases} \quad (2.35)$$

avec T est la période propre, T_1 est une période caractéristique du spectre de dimensionnement, η est un coefficient d'amortissement de la structure et β_0 est le facteur d'amplification de l'accélération. Les valeurs du coefficient de comportement q sont de 1 à 5 et elles sont données pour les différents types de structures.

2.5.4 Synthèse

Les charges sismiques diffèrent des charges de vent qui causent, apparemment, des déformations plus importantes dans les structures. De plus, plusieurs recherches ont été menées dans le but d'exploiter la ductilité dans les structures pour optimiser le dimensionnement. Le facteur de réduction de force ou le coefficient de comportement a pris un grand intérêt dans les recherches dans le domaine sismique et plus précisément, le facteur de réduction de forces de ductilité R_μ . Plusieurs modèles ont été établis, plusieurs études de raffinement et d'études de cas spécifiques ont été développées.

Dans le cadre de ce projet, on essaiera de déterminer une formulation donnant le facteur de réduction de forces en fonction de la ductilité et des paramètres de la structure pour des charges de vent. Ce facteur pourrait éventuellement être introduit dans les codes de dimensionnement.

2.6 Comportement non linéaire des structures sous charges de vent

2.6.1 Méthodes d'analyse

2.6.1.1 *Méthode d'analyse analytique simplifiée*

Vickery (1970) a développé une approche analytique linéaire pour estimer le taux de dommage (la demande en ductilité) dans une structure à un seul degré de liberté (SDOF). Il est à noter que dans ce type d'analyse, on superpose la réponse quasi statique de la structure (causée par le vent moyen) et sa réponse résonante (causée par le vent turbulent). Pour simplifier l'établissement de l'équation donnant le taux de dommage, plusieurs approximations ont été adoptées. Parmi ces approximations, il y a le fait que le dépassement de la limite élastique se produit rarement et qu'il est de faible amplitude. À partir de cette étude, Vickery (1970) a montré que le taux de croissance des déformations permanentes dues à l'action du vent sur un système élastoplastique parfait à un seul degré de liberté et légèrement amorti, peut être estimé à partir d'une analyse linéaire de ce système à condition que les forces excitatrices restent faibles comparées aux forces élastiques.

Cette même procédure a été utilisée dans Wyatt et May (1971) pour l'étude du comportement non linéaire des structures sous charges de vent. Cette méthode a été utilisée aussi dans Chen et Davenport (2000) dans le cas des ouragans. Puisque la vitesse moyenne du vent dans les

ouragans varie au cours du temps, l'action du vent a été divisé en bloc en supposant que la vitesse moyenne du vent est constante dans chaque bloc.

2.6.1.2 Méthode d'analyse temporelle

Dans Hong (2004) et Gani et Légeron (2012), les valeurs des demandes en ductilité dans les structures ont été obtenues par la résolution de l'équation du mouvement par un processus temporel pas-à-pas. C'est le schéma d'intégration temporelle de Newmark qui a été utilisé. Cette approche est favorable du fait qu'elle permet l'intégration des non-linéarités structurales au cours de l'analyse bien qu'elle soit coûteuse en termes de temps et ressources de calculs.

2.6.2 Résultats de l'étude de l'influence sur la demande en ductilité

2.6.2.1 Influence de la fréquence propre

Vickery (1970) a analysé des structures ayant des fréquences propres qui se trouvent dans la zone du contenu énergétique du spectre de vent (< 1 Hz). Ces hypothèses sont acceptables pour des premières études puisque les structures sont généralement légèrement amorties et on peut prévoir que les déformations maximales se produisent dans les structures ayant des fréquences propres contenues dans la zone de puissance maximale du spectre de puissance de vent. Cependant, il serait important de confirmer ces hypothèses numériquement.

Hong (2004) a étudié 5 structures à SDOF avec des différentes périodes propres. Il a été conclu que les structures rigides (plus grande fréquence propre) demandent plus de ductilité et subissent plus de dommages que les structures flexibles.

Par la suite, l'étude de l'influence de la fréquence propre sur la demande en ductilité a été établie par Gani et Légeron (2012) avec plus de précisions et détails. Des courbes générales donnant la demande en ductilité en fonction de la fréquence propre ont été présentées; les résultats obtenus confirment bien la conclusion de Hong (2004). Mais il est à noter que ces analyses ont été faites uniquement sur des structures à SDOF. Il reste à vérifier le cas de plusieurs degrés de liberté (MDOF).

2.6.2.2 Influence de la loi de comportement

Dans la plupart des analyses, le modèle élastoplastique parfait est adopté pour simplifier les calculs. Wyatt et May (1971) et Hong (2004) ont comparé les réponses des systèmes à

comportement non linéaire élastoplastique parfait et celles à comportement non linéaire avec écouissage (bilinéaire). Il a été conclu que l'écrouissage favorise l'économie et la sécurité puisqu'il procure des demandes en ductilité plus faibles. L'intérêt pour ce modèle devient plus important dans le cas des structures à plusieurs niveaux puisqu'il donne plus de stabilité à l'analyse.

Georgious et al. (1988) a étudié trois cas du modèle de loi de comportement bilinéaire: positive, élastoplastique et négative (voir figure 2.10). Les résultats de l'influence de l'écrouissage sur la demande en ductilité confirment bien celle de Wyatt et May (1971) et Hong (2004). La même conclusion a été déduite par Tschanz (1982) qui a utilisé des modèles trilineaires.

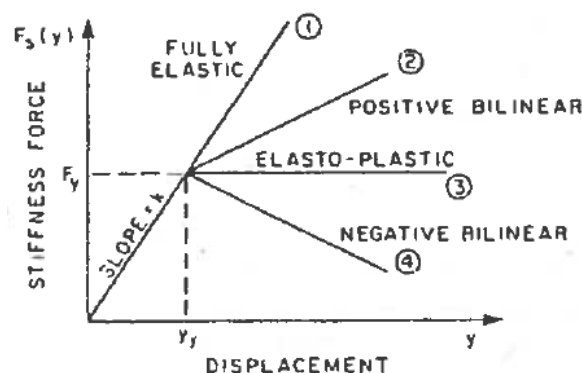


Figure 2.10 Modèles bilinéaires de lois de comportement (Georgious et al., 1988)

Il est à noter que l'énergie dissipée lors du relâchement des éléments plastifiés n'est pas comptabilisée dans les modèles bilinéaires. Alors, l'étude des systèmes avec des lois de comportement plus développées qui mettent en jeu cette énergie serait probablement favorable pour la réduction des déformations plastiques.

2.6.2.3 Influence de l'amortissement

L'influence de l'amortissement sur la demande en ductilité dans les structures soumises à des charges de vent a été investiguée dans les recherches précédentes (Georgious et al., 1988; Hong, 2004; Tschanz, 1982; Vickery, 1970). Il a été conclu que l'amortissement agit considérablement à la réduction de la valeur de la demande en ductilité.

Tschanz (1982) a accordé une grande importance à l'influence de l'amortissement sur la réponse non linéaire des structures. Il s'est basé sur des recherches qui ont prouvé que l'amortissement

dans les structures augmente considérablement lors des grandes déformations (Nielson, 1966). Sans déterminer quantitativement les valeurs d'amortissement recommandées dans les structures avant et après la plastification, il a réalisé deux études : une avec des taux d'amortissement constants tout le long du chargement et une autre avec des taux d'amortissement qui augmentent à la plastification; les taux choisis sont arbitraires, mais ils ont pu mettre en évidence la grande influence de l'amortissement dans la réponse non linéaire des structures sous charges de vent. Précisément, dans le cas où les déformations permanentes sont faibles, les structures avec une augmentation de l'amortissement sont moins sensibles à l'augmentation de la vitesse moyenne de vent que celles qui gardent un amortissement constant. Dans ce cas, l'augmentation de l'amortissement agit considérablement dans la réduction du taux de dommage dans les structures. Cependant, dans le cas des grandes déformations, cette augmentation d'amortissement agit très faiblement dans la réduction du taux de dommage; au point qu'on peut négliger cet effet et se contenter d'un amortissement constant tout le long de l'analyse. De plus, Hong (2004) a conclu que la demande en ductilité dans les structures devient faiblement sensible à l'amortissement à partir de $\xi=5\%$.

2.6.2.4 *Influence du nombre de niveaux de la structure*

La plupart des études ont été faites sur des systèmes à SDOF (Chen et Davenport, 2000; Gani et Légeron, 2012; Georgious et al., 1988; Hong, 2004).

Vickery (1970) a étudié le cas des structures à MDOF. Il a conclu que le fait de renforcer quelques éléments structuraux et non pas tous les éléments peut causer une augmentation locale et concentrée du taux de dommage dans ces éléments non renforcés. Ce dernier résultat est utilisé dans la conception des structures pour prévoir les éléments sélectionnés pour subir la plastification lors d'un chargement extrême.

Dans le même contexte, Wyatt et May (1971) proposent une équation permettant d'évaluer la demande en ductilité maximale dans une structure à MDOF en se référant à la demande en ductilité d'un système à SDOF équivalent. Il a été conclu que pour un bâtiment à grand nombre d'étages, la demande en ductilité dans les premiers niveaux est presque le triple de celle du bâtiment s'il était modélisé à SDOF.

2.6.2.5 *Influence du coefficient de réduction de force*

Gani et Légeron (2012) ont étudié l'influence du coefficient de réduction de force β sur la demande en ductilité des structures. Ce coefficient, comme déjà défini à la section 2.1.8, représente le gain (économie) dans la réduction des forces appliquées à la structure lors du dimensionnement; cependant, une certaine valeur de ductilité doit être assurée. Des courbes donnant la réduction de force en fonction des fréquences propres des structures pour différentes valeurs de ductilité ont été tracées. Il est évident que plus les forces appliquées sont réduites, plus la structure doit être ductile.

2.6.2.6 *Influence des caractéristiques des vitesses du vent*

Vickery (1970) a évalué l'influence de la vitesse du vent moyen sur la demande en ductilité. Il a conclu que la vitesse moyenne du vent qui cause des dégâts énormes à une structure est supérieure de seulement 20% de celle (la vitesse moyenne de vent) qui produit la plastification dans cette même structure.

Gani et Légeron (2012) ont étudié l'influence de l'intensité de turbulence du vent I_u (de 10% à 20%) ce qui a permis de conclure que plus le vent est turbulent (pour une zone urbaine par exemple) plus la demande en ductilité dans les structures est faible. Cependant, il n'était pas possible de quantifier l'influence de l'intensité de turbulence sur la demande en ductilité. Il est à noter que pour cette étude le vent utilisé est généré numériquement à l'aide de WindGen (voir A.1). Toutefois, à part les signaux de vent générés numériquement, des enregistrements des mesures réelles de vitesses de vent des tempêtes et des ouragans ont été utilisées. Ainsi, une comparaison de la demande en ductilité des structures sous charges de vent réel et sous charges de vent généré numériquement a été accomplie. Il a été conclu que l'utilisation du vent généré numériquement à la place du vent réel est justifiée et donne des résultats similaires.

2.6.3 **La réduction de forces en fonction de la ductilité**

À partir de toutes les études faites sur les structures soumises à des charges de vent, il a été conclu que la présence de la ductilité favorise la sécurité dans les bâtiments contre l'effondrement. Cependant, selon Wyatt et May (1971), les économies sont probablement faibles (15% environ) parce que le dimensionnement est contrôlé par le flambement élastoplastique. De plus, il a été indiqué que les économies sont tributaires du site (les charges de vent) et de la structure. Chen et Davenport (2000) ont conclu que la réduction de forces lors

du dimensionnement peut atteindre 35% pour une structure métallique typique à condition qu'une valeur de ductilité $\mu=5$ soit assurée dans la structure. Hong (2004) arrive à une réduction sur les charges de vent de 40% en assurant une valeur de ductilité $\mu=5$ dans la structure. Par ailleurs, Gani et Légeron (2012) ont proposé des courbes générales reliant la réduction de force à la ductilité. Les économies pour une structure de fréquence propre $f_1=1$ Hz est de l'ordre de 20-30% pour une ductilité $\mu=5$.

2.7 Implémentation de l'effet P- Δ

En général, l'effet P- Δ n'est pas critique lorsque les structures sont soumises aux charges de vent à cause de l'obligation de maintenir un comportement structural linéaire (Allison, 1987). En effet, une structure soumise à une plus grande charge de vent nécessite une rigidité supérieure pour maintenir la même déformation inter-étage de conception Δ , ce qui conduit à un effet P- Δ plus faible. L'effet P- Δ est bien développé pour les charges sismiques et a été introduit dans les codes de dimensionnement (EN1998-1 et ASCE7-16 par exemple), comme indiqué dans Tremblay et al. (2008). Cependant, étant donné que les charges de vent diffèrent des charges sismiques par la présence permanente du vent moyen et de la durée de chargement plus longue, et que l'étude actuelle considère le comportement non linéaire des structures, il s'avère important d'évaluer l'effet P- Δ sur les structures soumises aux charges du vent lors de l'analyse dynamique non linéaire.

L'effet P- Δ peut être inclus dans l'analyse via une procédure simplifiée présentée dans la littérature (Sullivan et al., 2008; Tremblay et al., 1998). La procédure est basée sur le calcul à chaque étage i d'un coefficient de stabilité :

$$\theta_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} = \frac{P_i}{k_i h_i} \quad (2.36)$$

où P_i est la charge verticale totale à un niveau considéré, Δ_i est la déformation inter-étage de conception qui se produit simultanément avec l'action de la force de cisaillement V_i au niveau considéré, et h_i et k_i représentent respectivement la hauteur et la rigidité du niveau i .

Ensuite, tel que représenté à la figure 2.11, l'effet P- Δ pourrait être intégré à l'analyse en modifiant les rigidités de la loi de comportement bilinéaire considéré pour la structure, la rigidité initiale k_i devrait être remplacée par $(1 - \theta_i).k_i$ et la raideur post-élastique $\alpha.k_i$ par $(\alpha - \theta_i).k_i$, tout

en gardant constantes les déformations inter-étages de plastification Δy_i . Pour les structures soumises aux charges sismiques, l'effet P- Δ pourrait être négligé lorsque le coefficient de stabilité $\theta_i \leq 0,1$. Sinon, l'effet P- Δ pourrait être considéré en multipliant les déplacements et les efforts des membrures par un facteur d'amplification $1/(1 - \theta_i)$ tout en s'assurant que θ_i ne dépasse une valeur limite spécifiée qui dépend des recommandations du code de conception (Sullivan et al., 2008).

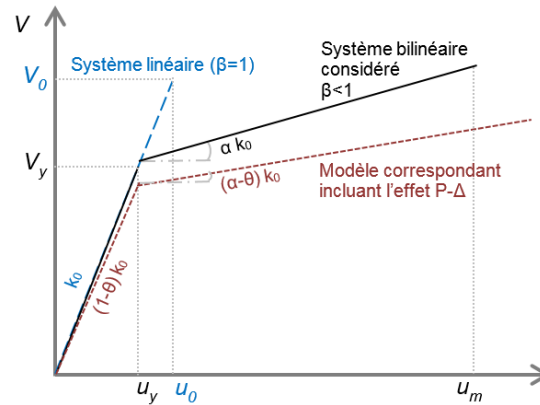


Figure 2.11 Loi de comportement bilinéaire modifiée pour inclure l'effet P- Δ (modifié d'après Tremblay et al., 1998)

2.8 Synthèse

Dans le but d'évaluer la demande en ductilité dans les structures soumises à des charges de vent, des études d'influence de plusieurs paramètres ont été établies. Certaines études ont utilisé des méthodes d'analyse simplifiée moyennant plusieurs approximations. D'autres ont utilisé des méthodes plus avancées pour les analyses non linéaires (analyses dynamiques dans le domaine temporel). Cependant, la plupart de ces analyses ont été focalisées sur des cas de structures bien déterminées. Dans le cas où une large étude paramétrique a été établie, des systèmes à SDOF ont été considérés.

CHAPITRE 3 PROBLÉMATIQUE, OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE

3.1 Problématique

Comme il a été présenté dans l'introduction et l'état de l'art, les structures ayant une certaine valeur de ductilité ont une réserve importante contre l'effondrement, ce qui est favorable à la sécurité des humains et des biens. De plus, la ductilité agit positivement sur la réduction des charges appliquées aux structures ce qui favorise un dimensionnement « plus économique ». D'autant plus, l'utilité de la ductilité a été bien quantifiée dans le cas des charges sismiques. Elle est même introduite dans les codes de dimensionnement (Eurocode, ASCE7, NBCC par exemple) dans le but de résister plus efficacement aux charges extrêmes sismiques contrairement aux charges de vent où la ductilité n'est pas encore exploitée. Cependant, une structure dimensionnée pour résister aux charges sismiques et possédant une certaine valeur de ductilité peut être dimensionnée avec les charges de vent comme charges dominantes à cause de la non-exploitation de la ductilité (dans le cas du vent). Alors une première question générale est posée : pourquoi ne pas profiter de la ductilité dans le cas des charges de vent comme dans le cas des charges sismiques? Cette question devient plus pertinente dans le cas où la structure possède déjà une certaine valeur de ductilité.

La non-exploitation de la ductilité dans le cas des charges de vent peut être justifiée par la différence entre les charges sismiques et les charges de vent en termes du contenu fréquentiel, de la durée d'application et du sens d'application qui est presque invariant dans le cas des charges de vent ce qui induit un cumul de déformations plastiques dans un seul sens. Cependant, très peu de recherches sur le comportement non linéaire des structures sous charges de vent extrêmes ont été accomplies dans le but de profiter de la ductilité déjà présente dans la structure. En fait, les recherches sur l'influence de la ductilité dans le cas des charges de vent se sont

focalisées sur quelques cas de structures spécifiques (Chen et Davenport, 2000; Feng et Chen, 2018; Georgious et al., 1988; Hong, 2004; Tschanz, 1982; Vickery, 1970; Wyatt et May, 1971). De plus, elles avaient comme but d'évaluer l'influence globale de quelques paramètres (vitesse de vent, nombre d'étages, amortissement, réduction de force, etc.) sur la demande en ductilité. L'étude paramétrique générale établie (Gani et Légeron, 2012) a été focalisée sur les structures à un seul degré de liberté.

D'où l'utilité de ce projet qui vise à répondre à cette question : **à quel point peut-on profiter de la ductilité dans le dimensionnement des structures multiétagées soumises à des charges de vent?**

3.2 Objectifs

Dans le but d'établir une relation générale entre la réduction de force et la ductilité, il serait utile d'établir une large étude paramétrique sur le comportement non linéaire des structures à MDOF soumises à des charges de vent calculées par l'approche indicelle, évalué par des analyses dynamiques dans le domaine temporel en considérant l'effet P- Δ . Cependant, avant de se lancer dans l'étude paramétrique, une stratégie d'analyse dynamique non linéaire des structures soumises à des charges de vent devrait être établie et validée concernant les paramètres les plus sensibles à la ductilité. De ce fait, et pour répondre à la question de la problématique, les objectifs à réaliser :

- 1- Établir une stratégie d'analyse des structures sous charges de vent qui pourrait être généralisée dans le cadre d'une analyse paramétrique. Il est important d'évaluer l'influence des paramètres d'études sur la demande en ductilité et de proposer des recommandations sur les approches et les valeurs à utiliser par la suite. L'étude sera focalisée sur les paramètres de chargement, d'analyse et de structures : approche de calcul des forces de vent, durée de l'analyse, le modèle de loi de comportement, l'amortissement structural et aérodynamique et l'effet du P- Δ . Cette phase se caractérise par l'utilisation d'un seul échantillon de vent à la fois.

- 2- Établir la relation entre la demande en ductilité et la réduction de force en fonction des paramètres les plus importants à partir de l'analyse paramétrique et en prenant en considération les recommandations déjà établies. L'évaluation au préalable de l'influence sur la demande en ductilité des paramètres reliés à un grand nombre d'échantillons de vent généré numériquement doit être accomplie : le nombre d'échantillons de vent à utiliser et l'intensité de turbulence.
- 3- Valider les relations obtenues entre la demande en ductilité et la réduction de forces par l'usage des mesures réelles de vitesses de vent extrême (les ouragans).

3.3 Méthodologie

Pour pouvoir accomplir les objectifs déjà cités, plusieurs étapes doivent être accomplies.

3.3.1 Modélisation des structures

Le modèle simplifié « *shear frame* » a été adopté dans le cadre de ce projet pour la modélisation des bâtiments multiétagés. Ce choix est justifié par la simplicité et l'efficacité du modèle (section 2.1.1) en plus de son adoption par plusieurs recherches antérieures (Gani et Légeron, 2012; Hong, 2004; B. J. Vickery, 1970; Wyatt et May, 1971). La figure 3.1 montre un schéma représentatif d'un exemple de bâtiment à 5 étages. Chaque DDL représente un étage i caractérisé par sa masse $m_i=500$ tonne (considérée constante pour tous les étages) et sa rigidité en cisaillement k_i (variable en hauteur) qui dépend de la 1^{ère} fréquence propre f_i ciblée du bâtiment. Les dimensions géométriques d'un étage type sont : $B=25$ m, $D=25$ m et $h=4$ m.

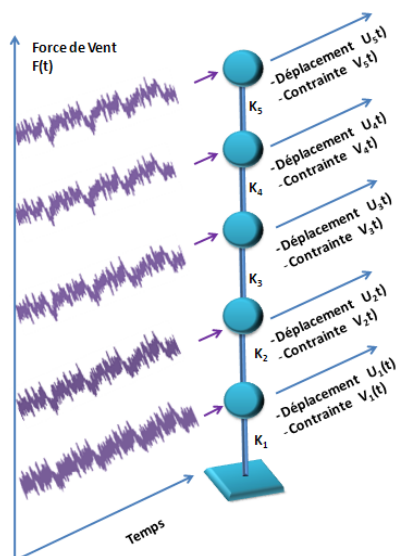


Figure 3.1 Schéma représentatif des structures simplifiées à analyser

3.3.2 Charges de vent

3.3.2.1 *Vent généré numériquement*

La génération du vent numériquement sera faite à l'aide de WindGen (comme présenté à annexe A.1). Les paramètres du vent généré sont :

- **Vitesse moyenne du vent :**

La vitesse moyenne est considérée constante à l'altitude $z = 10 \text{ m}$ $\overline{U} = 40 \text{ m.s}^{-1}$. Les échantillons de vent ont des profils différents de vitesses moyennes de vent selon l'altitude dépendamment du type du terrain choisi.

- **Intensité de turbulence du vent :**

$I_u(z=10\text{m}) = [10\%, 15\%, 20\%, 25\%, 30\%, 35\%, 40\%, 45\%]$. Les valeurs limites selon l'EN-1994-1 et l'ASCE7-16 sont entre 12% et 41%. Un intervalle un peu plus large a été considéré dans cette étude.

- **Nombre d'échantillons de vent :**

60 échantillons de vent ont été générés numériquement pour chaque intensité de turbulence considérée. Chaque échantillon de vent est composé d'un ensemble de 50 signaux de vent corrélés entre eux selon la verticale et espacés de 4 m, la hauteur typique d'un étage de bâtiment.

- **La durée à utiliser des échantillons de vent générés :**

Les échantillons générés numériquement ont une durée d'une heure. Quelques échantillons ayant une durée de 3 heures ont été générés dans le but d'évaluer l'influence du temps de chargement. Les durées d'échantillons à étudier sont $T(\text{min})=[10, 20, 30, 60, 120, 180]$.

3.3.2.2 *Vent réel*

Cinq enregistrements de vitesses de vent d'ouragans ont été fournis par FCMP (*Florida Coastal Monitoring Program*) (Balderrama et al., 2011). Les mesures corrélées ont été réalisées à 2 niveaux (5 m, 10 m), ce qui permet d'étudier des structures à 1 et 2 DDLs.

3.3.2.3 *Estimation des forces de vent*

L'estimation des forces de vent sera établie selon l'approche quasi-statique et l'approche indicelle selon la fonction d'admittance aérodynamique (voir section 2.3).

3.3.3 Programme d'analyse

Le programme d'analyse est établi avec le langage de programmation Python(x,y). Les principales entrées du programme sont les caractéristiques structurales, les charges de vent et les préférences de l'analyse. Les principales sorties sont la réponse des structures et la demande en ductilité qui seront notées dans des fichiers pour pouvoir les utiliser après pour le traçage des graphiques donnant la demande en ductilité en fonction des paramètres d'étude.

Le déroulement de l'analyse se fait selon la liste de choix des paramètres à évaluer. Une phase de dimensionnement des structures est lancée d'abord selon les séquences de vent à utiliser. Puis avant chaque cas d'étude non linéaire, une étude linéaire est réalisée pour pouvoir quantifier la

réduction de force à appliquer par rapport aux valeurs limites des forces élastiques. Cette réduction de force est donc celle qui s'applique au dimensionnement du système de reprise des charges latérales.

La validation du programme d'analyse a été effectuée avec des exemples donnés dans la littérature en se référant au cas sismique (Chopra, 2012; Paultre, 2010). Le logiciel SAP2000 a été utilisé pour valider le programme établi dans le cas des charges de vent.

3.3.4 Étude paramétrique

Une étude de sensibilité a permis de déterminer les paramètres de précision des analyses (ϵ_k , ϵ_d , ϵ_e et Δt) dans le but d'avoir des résultats assez précis tout en gardant un temps d'analyse raisonnable. Les paramètres de précision du déplacement (ϵ_d) et d'énergie (ϵ_e) dans la boucle itérative de Newton-Raphson ont été pris $\epsilon_d = \epsilon_e = 10^{-8}$. La précision de la boucle de dimensionnement des structures (voir section 3.3.5) a été contrôlée par $\epsilon_k = 10^{-2}$. Le pas de temps utilisé est $\Delta t = 0.01$ s pour le cas linéaire et non linéaire.

3.3.4.1 Cas du vent généré numériquement

Comme il a été présenté précédemment, les structures ont été modélisées par des modèles simplifiés masses-poteaux. Les masses de chaque niveau ont été prises égales ($m_i = 500$ tonne). Les rigidités ont été déterminées à partir du nombre de degrés de liberté et des fréquences propres. La surface d'influence du vent a été prise constante $A = 100 \text{ m}^2$ représentant l'air exposé au vent d'un étage (25m x 4m).

Les paramètres d'études ont été définis comme suit :

- Nombre de niveaux : 1, 2, 3, 5, 10, 20, 30 et 50 étages.
- Liste des fréquences propres du 1^{er} mode de vibration (Hz) : [0.16, 10] dépendamment du nombre d'étages de la structure (hauteur). L'intervalle des fréquences propres a été choisi en se basant sur les estimations des fréquences propres dans le NBCC et ASCE7.
- Liste de coefficients de réduction de force : $\beta = [1.0, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6, 0.5]$.
- Taux d'amortissement: $\xi(\%) = [0, 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, 3, 5, 10, 15, 20]$
- Facteur de rigidité post-élastique : $\alpha(\%) = [1, 5, 7, 10]$

- Prise en compte ou non de la non-linéarité géométrique : l'effet P- Δ

Ainsi un très grand nombre de structures sera étudié. Cela permettra d'avoir des résultats d'ordre général qui pourront renforcer les relations à obtenir.

3.3.4.2 *Cas du vent réel*

Pour pouvoir comparer les résultats obtenus des analyses avec le vent réel à ceux des analyses avec le vent généré, les mêmes paramètres d'étude ont été évalués: le nombre de DDL (NDOF), la fréquence propre du premier mode de vibration f_1 , le coefficient de réduction de force β et le facteur de rigidité post-élastique α .

Dans un premier temps, la direction du vent par rapport au bâtiment procurant les vitesses de vent maximal est sélectionnée pour chaque enregistrement d'ouragan selon une étude linéaire. Par la suite, l'analyse non linéaire des structures selon la direction la plus défavorable est effectuée.

3.3.5 Dimensionnement des structures

La procédure de dimensionnement des structures permet le contrôle des fréquences propres f_i tout en assurant un déplacement uniforme à tous les niveaux dans le cas d'analyse linéaire et pour un cas de chargement donné. Dans un premier temps, la fréquence propre cible est fixée en sélectionnant la valeur de la rigidité à assigner à tous les étages. L'objectif est de rapprocher la valeur de la fréquence propre visée. Par la suite, on ne considère plus que tous les étages ont la même rigidité; réellement, les rigidités des étages des bâtiments diminuent dans les structures selon la hauteur. Pour cela, on a effectué une analyse linéaire d'abord et on a gardé les forces de cisaillement à chaque niveau (V_i). Puis, on a modifié les rigidités des étages de la structure à chaque niveau selon $k'_i = k_i \frac{V_i}{V_1}$. On a répété ces étapes de façon itérative jusqu'à ce que les rigidités aient convergé. Ainsi, un dimensionnement plus réaliste, mais relativement simple et systématique a été assuré pour les structures à analyser.

3.3.6 Déroulement de l'analyse

Le programme établi permet d'analyser les structures sous charges de vent. Les analyses non linéaires ($\beta < 1$) sont précédées d'analyses linéaires ($\beta = 1$) permettant de noter les forces de cisaillement élastique maximaux V_0 sous un chargement de vent donné.

Par la suite, un coefficient de réduction de force β ($\beta < 1$) est appliqué selon $(V_y)_i = \beta (V_0)_i$. Ainsi, un modèle de loi de comportement bilinéaire est imposé à tous les étages permettant d'assurer leur plastification (figure 3.2). Cette hypothèse est discutable parce qu'elle ne représente pas nécessairement la réalité. Cependant, elle est indispensable dans le cadre d'une analyse paramétrique généralisée; elle sera discutée en détail dans les résultats.

La figure 3.3 présente l'organigramme des étapes de l'analyse des structures sous charges de vent pour quelques variables considérées.

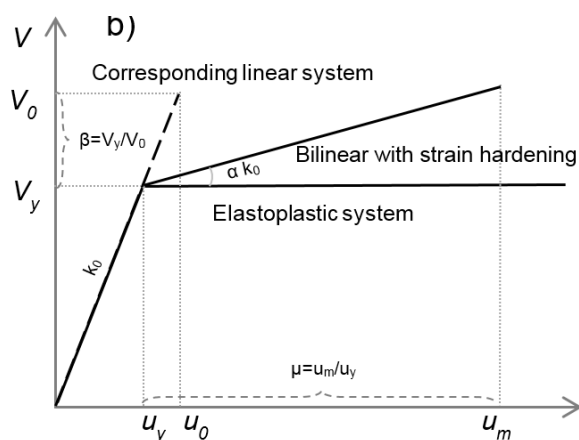


Figure 3.2 Loi de comportement linéaire et le modèle bilinéaire correspondant à un β spécifique

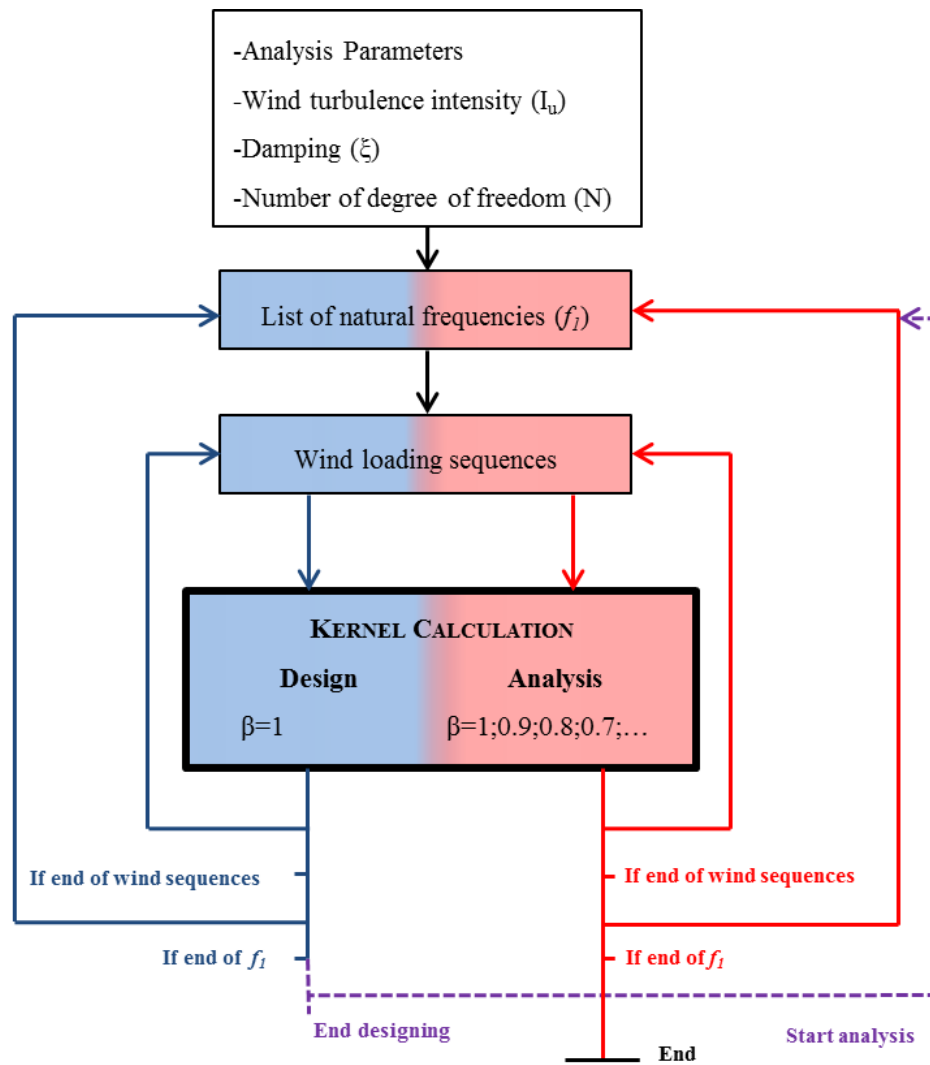


Figure 3.3 Organigramme de l'analyse paramétrique non linéaire des structures sous charges de vent

CHAPITRE 4 STRATÉGIE D'ANALYSE

4.1 Avant-propos

Auteurs et affiliations :

- Taleb Sabbek : Étudiant au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil et génie de bâtiment.
- Sébastien Langlois : Professeur adjoint, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil et génie de bâtiment.
- Frédéric Légeron : Vice-Président, Parsons, Abu Dhabi PO5498, UAE

Titre anglais : Time-domain modelling strategy for evaluating the ductility demand of structures subjected to turbulent wind loading

Titre français : Stratégie de modélisation dans le domaine temporel pour l'évaluation de la demande en ductilité des structures soumises à des charges de vent turbulent

Date de soumission : 02 Octobre 2019

Revue : Engineering Structures

Contribution de l'article dans la thèse : Cet article permet l'établissement de la méthodologie d'analyse et l'évaluation de l'effet sur la demande en ductilité de quelques paramètres d'études :

l'approche de calcul des forces de vent, la durée de l'échantillon de vent à utiliser, le facteur de rigidité post-élastique et le taux d'amortissement structural et aérodynamique.

Résumé : Les codes de dimensionnement des bâtiments exigent que le comportement des structures demeure élastique sous les charges du vent pendant une période de retour spécifiée, contrairement aux charges sismiques où le comportement ductile des structures est considéré. Des analyses dans le domaine temporel sont régulièrement effectuées pour étudier le comportement non linéaire et la demande de ductilité des structures sous charges sismiques. L'élaboration d'une stratégie de modélisation efficace est nécessaire pour étudier le comportement ductile des structures à plusieurs degrés de liberté (MDOF) sous charges de vent. Des analyses dynamiques linéaires et non linéaires dans le domaine temporel de structures modélisées comme des cadres à cisaillement ont permis d'examiner la sensibilité de la demande de ductilité à diverses hypothèses d'analyse et de recommander une stratégie pour étudier davantage la ductilité des structures sous charges de vent. Les résultats obtenus démontrent que la prise en compte des fonctions d'admittance influence fortement la demande de ductilité des structures. De plus, le taux d'amortissement influence considérablement la demande en ductilité. Il a été constaté que l'amortissement de Rayleigh pouvait être adopté sans crainte de surestimation des forces d'amortissement et que l'amortissement aérodynamique pouvait être négligé en toute sécurité dans des études numériques similaires.

ABSTRACT: Current wind design procedures require that structural behavior remains elastic under wind loading over a specified return period, in contrast to seismic codes, which set specifications that consider the ductile behavior of structures. Time-domain analyses are regularly conducted to study the nonlinear behavior and ductility demand of structures under seismic loading. The development of an efficient and accurate modelling strategy is necessary to study the ductile behavior of multi-degree-of-freedom (MDOF) structures under turbulent wind loading. Based on both linear and nonlinear dynamic time history analyses under wind

loading of simplified shear frame structures, this study examines the sensitivity of the ductility demand to various analysis assumptions and recommends a strategy to further study the ductility of structures under wind loading. The current results demonstrate that the consideration of admittance functions strongly influences the ductility demand of structures. Moreover, the ductility demand of a structure significantly varies with the damping ratio. It was found that Rayleigh damping could be adopted without overestimating the damping forces and the aerodynamic damping could be safely neglected in similar numerical studies.

KEYWORDS: Time-domain analysis, nonlinear analysis, extreme wind loading, damping, ductility, aerodynamic admittance function.

4.2 Introduction

Human life and property losses that are caused by extreme wind events such as hurricanes, tornadoes, and thunderstorms have emphasized the importance of the adequate consideration of wind loadings in structure design (Feng and Chen, 2018; Gani and Légeron, 2012; Johnson, 2008; Tamura, 2009; Tamura, 2009; Wyatt and May, 1971). However, due to difficulties in the estimation of applied aerodynamic forces, analysis of the wind-structure interaction, and study of the nonlinear behavior of structures, current wind design procedures require that structural behavior remains elastic under wind loading over a specified return period. The design wind loadings that are used in various regions have long return periods to avoid heavy losses. For example, the Japanese code require that structural behavior remains elastic for a wind with a return period of 500 years (Tamura, 2009; Tamura, 2009; Tamura et al., 2015). Such requirements could lead to large increases in structural costs, especially where the structures are exposed to extreme wind events (events with low probability of occurrence), such as severe

storms and hurricanes. For the design of structures under seismic loading, the inelastic behavior of structures is considered, and time domain analyses are regularly conducted to study the nonlinear behavior and ductility demands of structures (Attard and Wharton, 2012; Cai et al., 2006). For wind loading, the consideration of inelastic behavior is less important than for seismic loading (Chen and Davenport, 2000; Gani and Légeron, 2012; Vickery, 1965). However, accounting for ductile behavior could reduce the cost of structures that are subjected to low-probability-of-occurrence events, which could occur in scenarios in which the structures are already designed with a specified value of the ductility to resist to earthquakes with a low probability of occurrence and, therefore, have an improved safety margin against failure. Hence, the development of an efficient and accurate modelling strategy is necessary for studying the ductile behaviors of multi-degree-of-freedom (MDOF) structures under wind loading.

In the literature, several attempts have been made to investigate the inelastic behavior of structures under wind loading. For example, Chen and Davenport (2000) studied the vulnerability of tall buildings during hurricanes based on a simplified analytical approach that was developed earlier by Vickery (1965) for estimating the nonlinear response of a lightly damped structure under wind loading. Nonlinear time history analyses were conducted by Tschanz (1982), Gani and Légeron (2012) and Feng and Chen (2018) to evaluate the effects of analysis parameters on the ductility demand of structures under wind loading. They conducted parametric studies on the effect of both structural parameters (e.g., single degree of freedom (SDOF) or MDOF) and aerodynamic and structural damping) and wind force calculation hypotheses (e.g., real wind speed measurement, numerically generated wind speed and wind turbulence intensity) on the ductile behavior of structures. Most of these studies have been conducted on specified structures that are subjected to specified loading conditions; hence, their

results cannot be generalized to other cases. Although Gani and Légeron (2012) established a relation between the ductility demand of the structures and the force reduction factor that was based on a comprehensive parametric study, their work was limited to the nonlinear performance of SDOF structures. Little work has been devoted to investigating the inelastic response and the ductility demand of MDOF structures under extreme wind events. Furthermore, previous research works showed that special attention must be paid to the way the nonlinear analysis considers the aerodynamic forces and the damping of the structure. It is necessary to study the influence of these analysis assumptions prior to generalizing the study of the ductility demand of MDOF structures that are subjected to turbulent wind loading.

To this end, both linear and nonlinear dynamic time history analyses of simplified shear frame structures with SDOF and MDOF that are subjected to spatially correlated numerically generated wind loading have been conducted. A computer program was developed in this study that uses the Newmark method, in combination with the Newton-Raphson error reduction algorithm, to solve the equation of motion. The effect of using an admittance function to evaluate wind forces was studied. The main objectives of this study are as follows: (1) to examine the sensitivity of the structure response in terms of its ductility demand to various analysis assumptions (the force model, damping ratio and wind sample durations) and (2) to recommend a strategy for further studying the ductility of structures under turbulent wind loading.

After describing the model and the hypotheses that are used in this study, the wind force calculation is briefly presented. Then, this paper discusses the impacts of both damping and force hypotheses in evaluating the ductility demand of structures that are subjected to wind loading.

4.3 Model description and methodology

4.3.1 Model description

The nonlinear performances of both SDOF and MDOF shear frame structures (figure 4.1a) under the action of wind loading that is applied at the corresponding lumped mass have been investigated in this study. Typical story dimensions (width \times depth \times height) of $25 \times 25 \times 4 \text{ m}^3$ have been selected with an invariable concentrated mass (m_0) of 500 tons, while the shear story stiffness (k_i) depends on the targeted natural frequency. The structural ductility (μ) and the strength reduction factor (β) are defined by the displacement u_m/u_y and shear force V_y/V_0 ratios, respectively. As shown in figure 4.1b, u_m and u_y are the maximum and the yield structural displacements, respectively, and V_0 and V_y are the elastic and yield shear forces, respectively. According to figure 4.1b, the system remains elastic when $\beta=1$; otherwise ($0 < \beta < 1$), excursions in the plastic range occurs. In this study, a bilinear constitutive law with strain hardening and Rayleigh damping are used (figure 4.1b) to model the structural behavior under wind loading. In this model, the post-yield stiffness can be defined based on the post-yield factor (α), which is defined as the post-yield stiffness fraction of the initial stiffness. The Newmark method (average acceleration), in conjunction with the modified Newton-Raphson error reduction method, is used to solve the equation of motion.

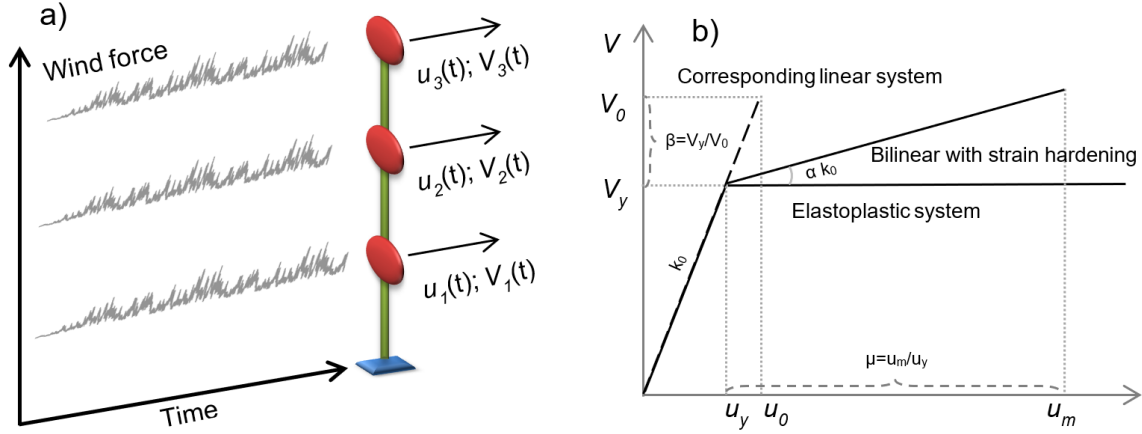


Figure 4.1. a) The MDOF system under consideration (an example of a 3-DOF system) and b) the linear and nonlinear constitutive force-deformation relationship (modified from Chopra, 2011).

4.3.2 Methodology

A computer code in the Python programming language is used to analyze the structural performance under the applied wind loading. The main input parameters of the program are the structural, analysis, and loading parameters. The structural parameters include the number of DOFs (floors), which controls the building geometry (height); the fundamental frequency (f_i), which is controlled primarily by the stiffness (k_i) at each level; the yielding shear force V_{yi} at each level, which is controlled by the force reduction factor (β); and the post-yield stiffness factor (α). The main analysis parameters are the time step (Δt) and the analysis duration (T_{final}). The loading parameters are the mean wind speed (\bar{U}) and its turbulence intensity (I_u), which is defined according to the field type. The principal outputs of the program are time histories of the structural displacement and the shear force at each level (DOF), from which the maximum ductility demand μ_i can be computed.

To specify the structural fundamental frequency f_i and to ensure a rational design of the structure with the same story drift at each level under a specified wind loading sample, an iterative design procedure has been implemented. First, the constant initial stiffness that corresponds to the target natural frequency is assigned at all levels (i refers to the level number). Then, a linear

analysis is conducted; using the obtained maximum elastic shear force at each level V_i , a modification factor is applied to each stiffness level k_i as $k_i' = k_i(V_i/V_L)$. Then, the structure with modified stiffness is re-analyzed by following the same steps until convergence of the stiffness is realized. Therefore, this designed structure with the obtained stiffnesses is linearly ($\beta=1$) and nonlinearly ($\beta<1$) analyzed according to specified force reduction factors, where $(V_y)_i = \beta (V_0)_i$.

The suggested design procedure is a systematic and simple method for obtaining structures with a floor stiffness that varies with the height while respecting a specified natural frequency. Furthermore, it enables the utilization of the maximal shear forces that are computed from the linear structural analyses under the specified wind loading as yield shear forces in subsequent nonlinear analyses, namely, the structures to be analyzed nonlinearly will be linearly pushed to their limits such that all levels will experience the same force-reduction level (β) prior to exhibiting nonlinear behavior. Hence, structures with identical structural characteristics that are subjected to different wind loadings will be treated herein as different structures in terms of the yield shear forces that are assigned at each floor.

This represents a limitation when comparing responses (shears forces or deformations) of similar structures that are subjected to different wind loadings since these structures will not have the same yielding forces. However, as the objective of the current study is to develop an analysis strategy for establishing a general correlation between the ductility demand and the force-reduction factor through an extended parametric study, the consideration of generic structures seems necessary. Therefore, this study focuses on the nonlinear behavior (ductility demand) of structures that have the same reduction factor relative to their maximal linear response.

4.3.3 Wind data speed

In the context of this study, structures will be subjected to numerically generated extreme wind events. The WindGen program, which was developed by Hang et al. (2005), is used in this study to generate numerically turbulent parts of the wind speed $u(t)$, which must be added to the mean wind speed \bar{U} , which is set to a constant 40 m.s^{-1} in this study at 10 m height. Since wind loading is applied at each level and the maximum structural height that is considered corresponds to the height of a 50-story building, each set of wind speeds is generated for 50 spatially correlated wind samples that are vertically spaced at the story height (4 m). Consequently, these wind sets can also be used for lower height structures. For each turbulence intensity I_u that is considered herein, a unique set of wind speeds, which are generated to fit the power spectral density (PSD) that was proposed by Simiu (1974) and Simiu and Scanlan (1996), is applied at the lumped structural masses. The spatial correlation parameters follow the recommendations of Simiu and Scanlan (1996). In the context of this study, the influence of the variation of the mean wind speed will not be investigated; this will not affect the obtained results since the structures will be assumed to have been designed to their limit elastic forces.

4.3.4 Studied variables

Structural analyses were conducted to comprehensively examine the effects of adopting two wind force calculation approaches (quasi-static and admittance) while assuming various structural and analysis characteristics (the wind sample duration, the stiffness post-yield factor and the damping ratios), which are summarized in table 4.1.

Table 4.1 Variables to be studied in the current analyses.

Study variable	Values
Wind force calculation approach	quasi-static, admittance
Wind sample duration (min)	10, 20, 30, 60, 120, 180
Stiffness post-yield factor, α (%)	1, 5, 10, 20
Damping, ξ (%)	0, 0.1, 0.2, 0.5, 0.7, 1, 2, 3, 5

To ensure that the obtained results are valid for various structures, it was important to conduct analyses on structures with various numbers of floors (1 to 50 DOFs) and, consequently, with various natural frequencies (0.2 to 5 Hz, depending on the number of DOFs). These structures will be subjected to wind loading samples with various turbulence intensities (10 to 45%). These latter parameters and their effects on the ductility demand will not be further discussed in the current paper.

4.3.5 Typical detailed example of the analysis

A typical example of the analysis will be presented in this section for a 10-floor building with an initial fundamental frequency (same stiffness for all levels) of $f_l = 1.2$ Hz that is reduced to $f_l = 1.0$ Hz after performing the design procedure that was presented earlier in the methodology section (section 4.3.2). For both linear and nonlinear cases, the analysis duration is set at 10 min with a time step Δt of 0.01 s, under $\xi=1\%$, $\alpha=5\%$, and strength reductions of 20% and 30% ($\beta = 0.8$ and $\beta = 0.7$, respectively). In this example, the wind force is calculated via the admittance function approach, which will be discussed later in sections 4.4.1.2 and 4.4.1.3. A numerically generated wind speed sample that corresponds to $I_u=20\%$ is used in the wind force computation. The values of the input parameters that are recommended in the relevant literature and obtained from ad hoc sensitivity analyses have been adopted in this analysis and the selection of these values will be justified throughout the article.

Figures 4.2 and 4.3 plot the inter-story drift and yielding time histories, respectively, of the 1st floor in the typical considered structure. The overall force-deformation curves, which are presented in figure 4.4, support the observed behavior in figures 4.2 and 4.3 and the conclusion that the higher the reduction in the shear strength (lower β), the stronger the nonlinear behavior, which results in greater residual deformation. Figure 4.5 presents the variation of the maximal ductility demand in each floor throughout the typical 10-story structure that was analyzed. It is inferred from figure 4.5 that due to the design procedure, the maximal ductility demand is almost the same among all floors; hence, the energy dissipation is well distributed throughout the structure and ductility demand concentration at the first floor is avoided, as recommended by Chopra (2012). In addition, figure 4.5 demonstrates that a strength reduction of 20% ($\beta=0.8$) can be applied on the wind force if the structure is designed with a ductility factor of $\mu=6$, which is, as expected, not as beneficial as in seismic loading (ASCE7-16, 2017; Attard and Wharton, 2012; Cai et al., 2006; Chopra, 2012; Paultre, 2010). However, the application of a higher strength reduction (30%; $\beta=0.7$) would lead to a higher ductility demand ($\mu=9$ in figure 4.5), which can be attributed to the lower yielding shear force and a higher permanent deformation, as shown in figure 4.4.

The typical example and the corresponding results demonstrate how the nonlinear behavior (ductility demand) of structures under wind loading will be evaluated throughout the current study.

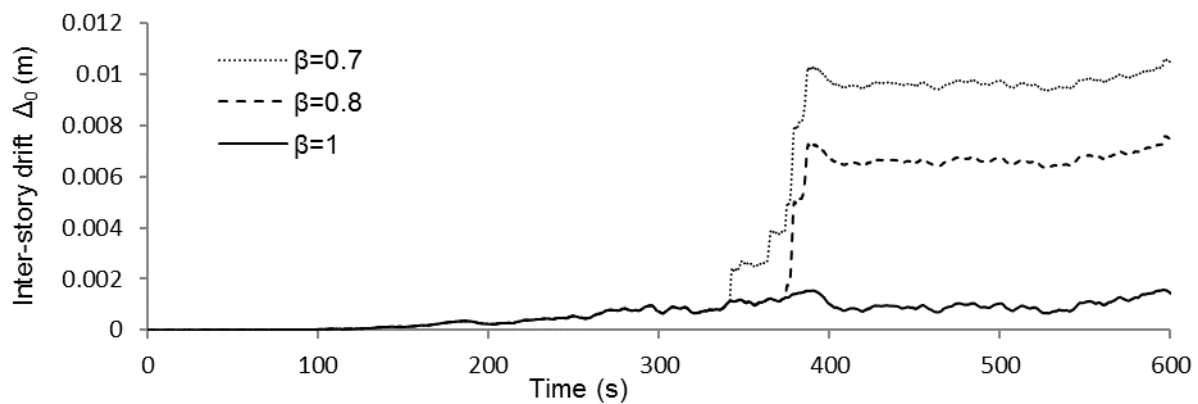


Figure 4.2. Displacement time history of the 1st floor (typical example).

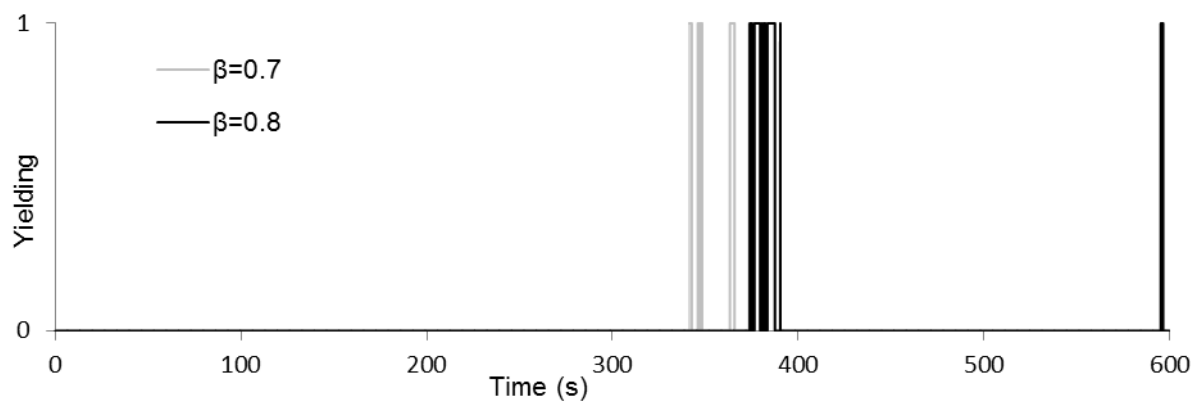


Figure 4.3. Yielding time history of the 1st floor (typical example).

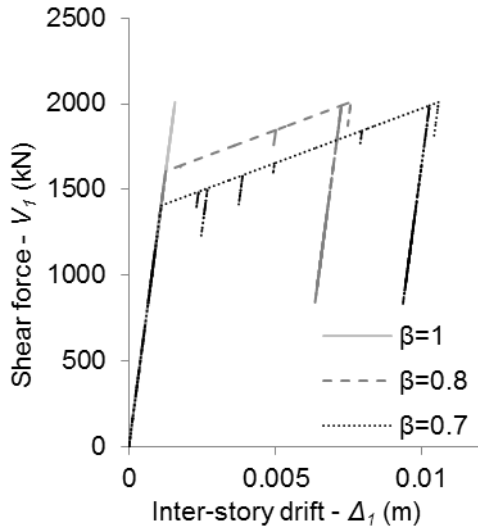


Figure 4.4. Force-deformation curvature of the 1st floor (typical example).

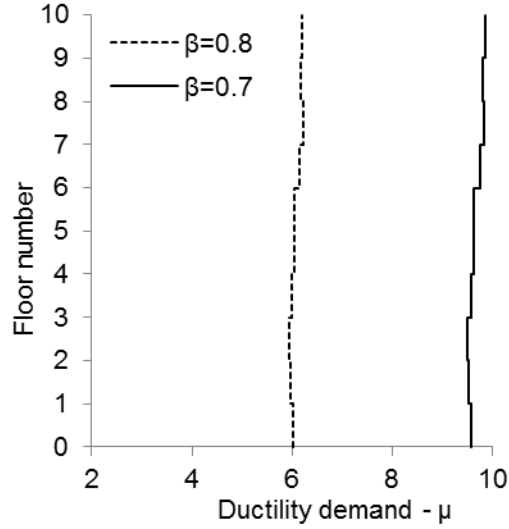


Figure 4.5. Ductility demand distribution throughout the structure (typical example).

4.4 Wind force calculation

4.4.1 Wind force calculation and response estimation in the literature

Vickery (1970) calculated the wind force on structures based on a one-hour-sample record that was obtained from wind tunnel measurements. Many other investigators (Chen and Davenport, 2000; Gani and Légeron, 2012; Vickery, 1970; Wyatt and May, 1971) have used numerically generated wind samples that were obtained via the Monte Carlo process. In all cases, the quasi-static drag wind force at a specified height z and a time t is obtained by following Simiu and Scanlan (1996). Since the total force is linearly proportional to the value of the drag coefficient C_d that is adopted (equation 4.1), the magnitude of C_d does not affect the ductility demand. Furthermore, the variation of C_d will not affect the results since the current study focuses on generic structures that will be assumed to have been designed to their limit elastic forces and its primary objective is to investigate the effects of parameters on their ductility demands. Thus, a value of $C_d = 1.0$ has been used throughout the numerical investigation.

4.4.1.1 *Spectral stochastic approach*

The spectral stochastic approach is commonly used by design codes to evaluate the structural response under wind loading in the linear stage. The spectral stochastic approach is a frequency-domain approach with aerodynamic and mechanical admittance functions, and it enables the calculation of the fluctuating part of the structural response (the standard deviation of the response σ_x) that should be added to the quasi-static response \bar{X} . As presented in Holmes (2015), for structures with low damping and well-separated modes, the standard deviation of the SDOF system response can be expressed as:

$$\sigma_x^2 = \frac{4\bar{X}^2\sigma_u^2}{\bar{U}^2} \int_0^\infty |H(f)|^2 \cdot \chi^2(f) \cdot \frac{S_u(f)}{\sigma_u^2} \cdot df \cong \frac{4\bar{X}^2\sigma_u^2}{\bar{U}^2} [B + R] \quad (4.1)$$

where

$$B = \int_0^\infty \chi^2(f) \cdot \frac{S_u(f)}{\sigma_u^2} \cdot df \quad (4.2)$$

$$R = \chi^2(f_1) \cdot \frac{S_u(f_1)}{\sigma_u^2} \int_0^\infty |H(f)|^2 \cdot dn \cong \frac{\pi f_1}{4\xi} \cdot \chi^2(f_1) \cdot \frac{S_u(f_1)}{\sigma_u^2} \quad (4.3)$$

where \bar{X} is the mean displacement, \bar{U} is the mean wind speed, σ_u is the wind standard deviation, S_u is the along-wind power spectral density, f is the frequency, f_1 is the natural frequency, $H(f)$ and $\chi(f)$ are the mechanical and aerodynamic admittance functions, respectively, and B and R are the background and resonant factors, respectively.

The maximum displacement (X_{max}) can be expressed as (Holmes, 2015):

$$X_{max} = \bar{X} + g \cdot \sigma_x \quad (4.4)$$

where g is the peak factor, which can be estimated as:

$$g = \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(vT)}} \quad (4.5)$$

where the value of the parameter ν can be conservatively approximated as the natural frequency f_1 and T is the time interval over which the maximum value is required (Holmes, 2015). In this study, the standard deviation of the linear SDOF systems' displacement that is computed via the spectral stochastic approach will be used as a reference to evaluate the performance of the current numerical procedure, including the adopted wind force calculation approach.

4.4.1.2 *Aerodynamic admittance function*

The responses of structures with relatively large exposed areas that are computed via a quasi-static approach are typically overestimated due to the lack of correlation of the winds actions on the structural surfaces (Y. Tamura & Kareem, 2013). As a consequence, Vickery (1965) and Davenport (1967) introduced into the civil engineering domain the aerodynamic admittance function, which was originally derived for aeronautic applications by Sears (1941). Based on experimental data, Vickery (1965) proposed the aerodynamic admittance function of the drag force on a square plate. Similarly, an aerodynamic admittance function was suggested by Scanlan (1993) for evaluating the lift wind force on a bridge deck. The aerodynamic admittance function is used in the frequency domain with a spectral stochastic approach for structural response estimation via a gust factor method that was introduced in design codes (ASCE7-16, 2017; EN1994-1-4, 2010). The aerodynamic admittance function acts as a filter of wind speed signals in the frequency range of civil engineering wind applications ($\approx 0.1 - 1.0$ Hz). The filtering effect of the aerodynamic admittance can be substantial (Holmes, 2015; Y. Tamura & Kareem, 2013) and should be carefully evaluated.

In this study, the structural response's variation with the adopted wind force calculation method (the conventional quasi-static or aerodynamic admittance approach) is evaluated. The aerodynamic admittance function $\chi(f)$ from ASCE7-16 (2017) was adopted.

4.4.1.3 *Indicial function*

In the time domain, the indicial admittance function, which was originally developed for aircraft engineering applications, has been used to consider aeroelastic effects when converting the wind speed time history to the corresponding force history in the response analyses of wind-sensitive structures (Chang et al., 2010; Scanlan, 1993). In this study, a procedure for evaluating the wind drag force that corresponds to the specified aerodynamic admittance function has been developed to be directly used in the current time history analyses. The developed procedure is similar to that presented earlier in Chang et al. (2010) for determining indicial functions for slender support structures, which followed the pioneering work of Scanlan (1993). The approach was validated in Kaabia (2017) based on experimental and numerical study of a solar structure subjected to turbulent wind loading. The derivative of the indicial function that is used herein is (Chang et al., 2010):

$$\phi'(s) = A_1 e^{-A_2 s} + A_3 e^{-A_4 s} \quad (4.6)$$

where s is non-dimensional time and $s = \overline{U}t/c$ and A_i are constants, in which c represents the chord length of an airfoil in the aeronautic field, which represents a characteristic length. The root square of exposed area of the building, namely, \sqrt{A} , is suggested for use in civil engineering applications (Y. Tamura & Kareem, 2013).

The admittance function is related to the indicial function as follows:

$$\Phi(K) = \int_0^\infty \phi'(\sigma) e^{-iK\sigma} d\sigma \quad (4.7)$$

where K is the reduced frequency, namely, $K = f \cdot \pi \cdot c / \overline{U}$, and $\Phi(K)$ is the Sears function.

Combining equations (4.6) and (4.7) and integrating yields:

$$\Phi(K) = \left(\frac{A_1 K}{A_2^2 + K^2} + \frac{A_3 K}{A_4^2 + K^2} \right) - i \left(\frac{A_1 A_2}{A_2^2 + K^2} + \frac{A_3 A_4}{A_4^2 + K^2} \right) \quad (4.8)$$

Setting equation (4.8) equal to the admittance function yields:

$$\chi^2(f) = |\Phi(K)|^2 = \left(\frac{A_1 K}{A_2^2 + K^2} + \frac{A_3 K}{A_4^2 + K^2} \right)^2 + \left(\frac{A_1 A_2}{A_2^2 + K^2} + \frac{A_3 A_4}{A_4^2 + K^2} \right)^2 \quad (4.9)$$

According to equation (4.9), for a specified aerodynamic admittance function, the indicial function can be determined by identifying constants A_i via an iterative fitting numerical method. Finally, the wind force calculation using the indicial function was presented in Tamura and Kareem (2013) as:

$$F(z, t) = \bar{F}(z) + f(t) \quad (4.10)$$

$$f(t) = \rho_a C_d \bar{U} \int_0^s [u(s) - \phi'(s - \sigma)] d\sigma \quad (4.11)$$

$$\bar{F}(z) = \frac{1}{2} \rho_a C_d A \bar{U}^2(z) \quad (4.12)$$

where $s = \bar{U}t / \sqrt{A}$ and A represents the exposed area to the along-wind.

4.4.2 Comparisons between methods

4.4.2.1 Wind force calculation via the indicial function

The aerodynamic admittance functions that are specified in ASCE7-16 (2017) are calculated at each floor height (from 4 m to 200 m) based on the mean wind speed profile for each wind sample that is generated (with different I_u). Table 4.2 lists the variations of the mean wind speed at the 1st and 50th level for the two extreme examples ($I_u=10\%$ and $I_u=45\%$). Since the numerically generated wind samples are already spatially vertically correlated (as presented earlier in section 4.3.3), the admittance function will be evaluated at each level and the height H is set equal to the level height (4 m). Then, the constants A_i of the indicial functions are

calibrated from the corresponding aerodynamic admittance functions using Matlab fitting tools (as discussed in section 4.4.1.3). According to table 4.2, the constants A_i of the indicial functions for the extreme cases are almost invariant. Thus, the calibrated parameters A_i from the 1st floor of the $Iu=10\%$ -wind sample are used. Examples of calibrating the indicial functions to fit the aerodynamic admittances that are specified in ASCE7-16 (2017) are presented in figure 4.6 for the lower and upper levels that are considered in this study (the 1st and 50th levels). According to both the design (ASCE7-16) and the calibrated aerodynamic admittance functions that are plotted in figure 4.6, the filtering effect is more pronounced in the lower levels (at lower mean wind speed), which accords with earlier observations that were reported by Holmes (2015) and Tamura and Kareem (2013). This figure also shows that there is a substantial filtering effect in the frequency range that is of interest to civil engineering (0.1 – 1.0 Hz).

Table 4.2 Coefficients of the indicial functions that correspond to each structural height.

Iu (%)	Floor level	Mean wind speed (m/s)	A_1	A_2	A_3	A_4
10	1	36.33	0.00863	0.02684	0.09141	0.1391
	50	51.98	0.007503	0.02484	0.09188	0.135
45	1	23.51	0.008363	0.02648	0.08933	0.1355
	50	93.92	0.007563	0.02428	0.0906	0.1342

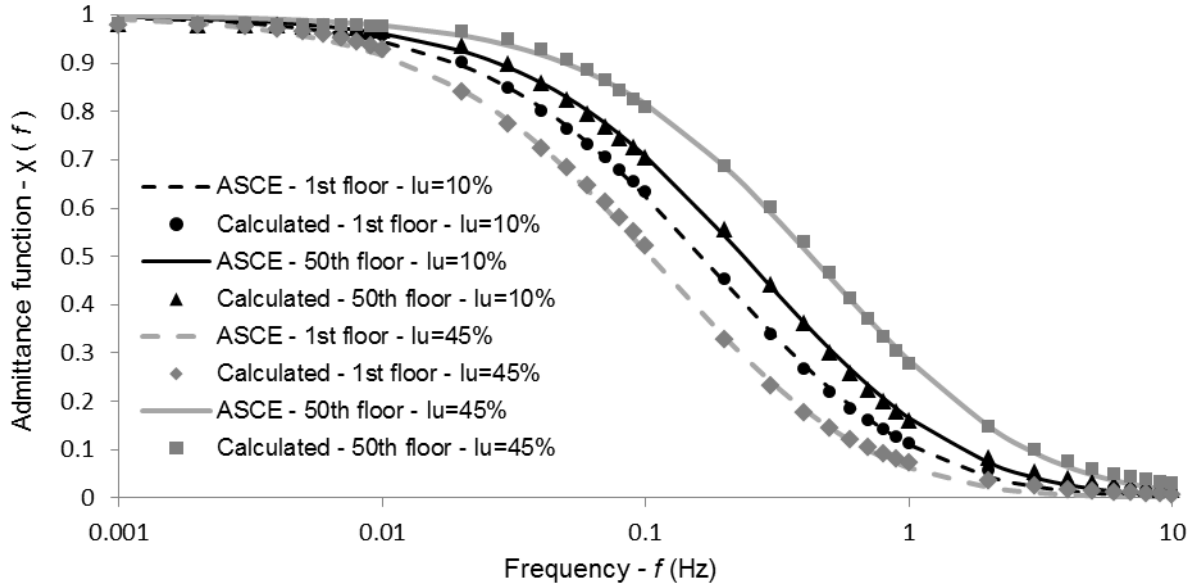


Figure 4.6. Admittance function from ASCE7-16 compared to that calculated using the indicial function.

4.4.2.2 *Structural response comparison in the frequency domain*

To evaluate the current approach of structural analyses in the time domain using the wind force that is calculated via aerodynamic admittance function and its equivalent indicial function (sections 4.4.1.2 and 4.4.1.3), several linear time history and spectral stochastic analyses were conducted on SDOF structures with three natural frequencies (1, 2, and 5 Hz). Each structure is subjected to a unique wind loading sample with turbulence intensities $I_u = 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40$, and 45% . Only linear analyses were conducted as the spectral stochastic approach can be applied only in the linear range. Tables 4.3 and 4.4 compare the values of the displacement standard deviation (σ_x) and the maximum displacement (X_{max}), respectively, that were obtained from the spectral stochastic approaches and the time history analyses based on the quasi-static and admittance approaches. The results are presented for three selected turbulence intensities (10%, 20% and 40%), whereas the average values in these tables are based on all conducted simulations. The examples that are presented in table 4.3 demonstrate that σ_x is significantly

overestimated when the quasi-static approach is adopted compared to the admittance approach. The values of σ_x that are obtained via these approaches are compared to those that are obtained via the spectral stochastic approach (the recommended approach in design codes) and the difference reaches a maximum of 280% and has an average of 163% for the quasi-static case, whereas the maximum is as low as 10% and the average difference is approximately 5% for the admittance approach. This result is expected since the spectral stochastic approach includes the admittance function in the displacement standard deviation calculation. According to table 4.3, the spectral stochastic approach suggested in ASCE7-16 (2017) is conservative in most analyzed cases as the maximum structural displacements that are obtained via this approach are lower than those that are obtained via the admittance approach, which can be explained by the estimation of the peak factor g , which only considers the natural frequency f_1 and the duration of analysis T . Moreover, it is expected for codes to suggest conservative values for design. Thus, adopting the admittance function for wind force calculations when using time history analysis adequately reproduces the expected displacement standard deviations that are suggested in design codes (such as ASCE7-16) when using the spectral stochastic approach. Thus, the results of wind force calculation through the admittance approach, which has been validated in the linear range, can be extrapolated with more confidence in the nonlinear range.

Table 4.3 Comparison of the time-domain standard deviation of the displacement with the spectral stochastic approach

Iu (%)	f_l (Hz)	σ_x (mm)				
		Spectral	Time domain	Difference (%)	Time domain	Difference (%)
			Quasi-static	Quasi-static	Admittance	Admittance
10	1	0.62	2.05	230.43	0.68	9.66
	2	0.15	0.4	164.95	0.16	4.39
	5	0.02	0.04	75.04	0.02	-0.75
20	1	1.05	3.65	246.33	1	-4.93
	2	0.25	0.71	181.33	0.24	-4.2
	5	0.04	0.07	74.05	0.04	-5.31
40	1	1.59	6.09	282.01	1.48	-6.93
	2	0.39	1.13	187.04	0.37	-6.56
	5	0.06	0.11	77.03	0.06	-6.65
Average of all simulations				163.78		-5.45

Table 4.4 Comparison of the time-domain maximum displacement with the spectral stochastic approach

Iu (%)	f_l (Hz)	X_{max} (mm)				
		Spectral	Time domain	Difference (%)	Time domain	Difference (%)
			Quasi-static	Quasi-static	Admittance	Admittance
10	1	6.44	11.99	86.2	8.42	30.77
	2	1.62	2.84	75.43	2	23.85
	5	0.26	0.37	38.79	0.27	2.44
20	1	7.28	15.91	118.55	6.38	-12.36
	2	1.83	4.07	122.24	1.58	-13.92
	5	0.3	0.42	39.82	0.25	-18.65
40	1	8.11	30.22	272.82	5.88	-27.5
	2	2.07	5.58	169.33	1.46	-29.55
	5	0.35	0.78	126.09	0.23	-33.03
Average of all simulations				112.81		-19.22

4.4.2.3 *Structural response comparison in the time domain*

Linear and nonlinear responses of structures subjected to wind forces that are calculated according to quasi-static and admittance approaches are compared in this section. Due to space limitations, only the results that pertain to the analyses of typical structure subjected to wind sample with $I_u=20\%$ are presented. According to figure 4.7, the use of the indicial admittance function to calculate the wind force reduces the maximum force amplitude by as much as 50% and significantly reduces the fluctuations compared to the response from the conventional quasi-static approach. The reduction in the force amplitude is expected and more accurately represents the wind loading on structures (as it is widely adopted in design codes (ASCE7-16; EN1994-1-4), as the aerodynamic admittance function acts as a filter on the wind speed in the frequency domain (figure 4.6) and the indicial function considers the history of the turbulent wind speed in the time domain. Therefore, the inter-story drift is also reduced for the linear analysis, as shown in figure 4.8. In addition, as plotted in figure 4.9, the displacement and elastic shear forces of the 1st level that were calculated by adopting the indicial admittance function are 28% less compared with those calculated via the quasi-static approach. However, in the nonlinear analysis case, when the same strength reduction factor $\beta=0.8$ (20% reduction) is applied to both cases with reference to their elastic shear forces V_0 , the obtained hysteresis loop in the case of aerodynamic admittance is larger, thereby leading to a higher ductility demand (approximately 71% higher). Therefore, adopting the quasi-static approach in the linear design of structures under wind loading leads to safer design compared to the admittance approach. Nevertheless, adopting the admittance approach when calculating the elastic shear force will result in a higher ductility for realizing the same strength reduction compared to when the quasi-static approach is adopted.

Thus, for all the reasons that were discussed previously and since the focus is on the nonlinear behavior of structures under wind loading for a specified strength reduction factor, the aerodynamic admittance approach was used to evaluate wind forces on structures in this study.

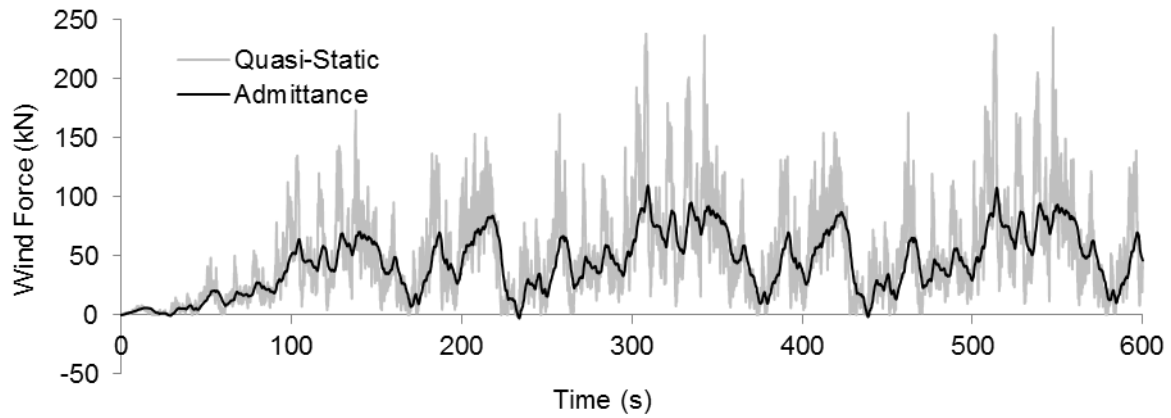


Figure 4.7. Time histories of the wind forces calculated via the quasi-static and the admittance approaches.

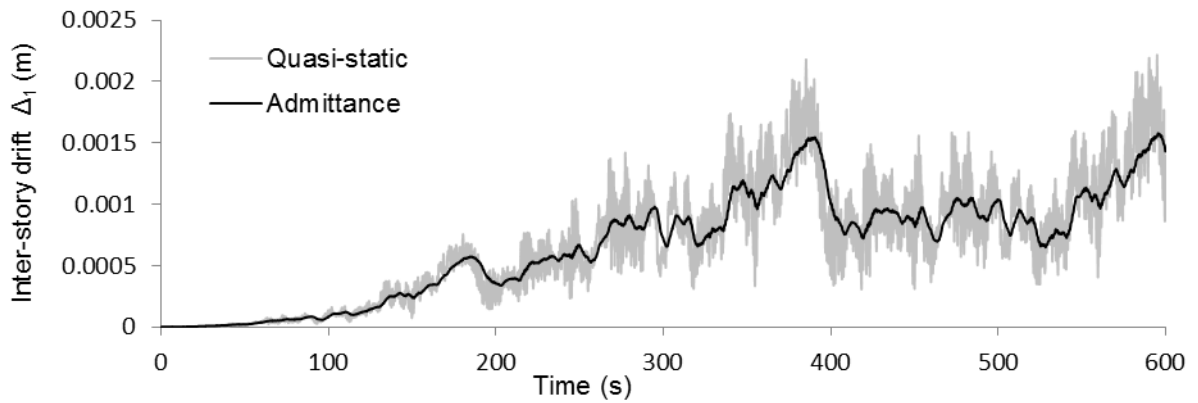


Figure 4.8. Linear response (displacement of the 1st level) time histories for the quasi-static and admittance analysis cases.

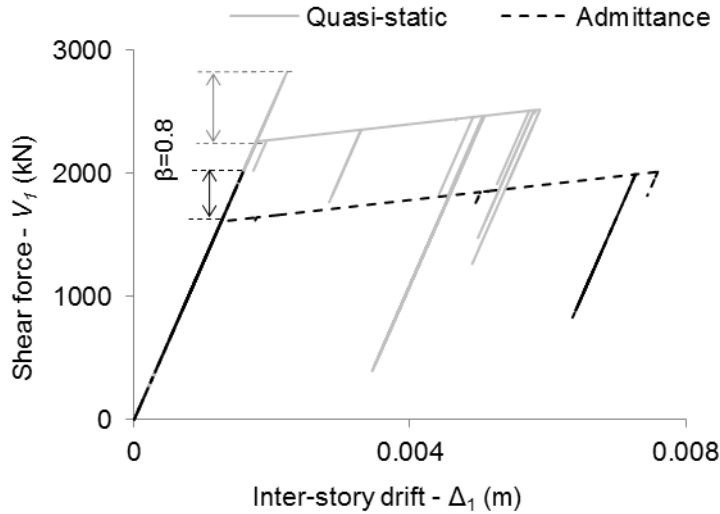


Figure 4.9. Force-displacement relationships for linear and nonlinear analyses using the quasi-static and admittance wind force calculation approaches.

4.5 Structural analysis assumptions

Even though there are studies in the literature on nonlinear analyses of structures under extreme wind events, the relative importance of some of the involved parameters has not been explicitly discussed and, consequently, no conclusive recommendations have been made regarding the values of these parameters. The wind loading duration may impact not only the total analysis execution time but also the accuracy of the obtained results. For instance, a one-hour wind sample is customary used in linear or nonlinear analyses of structures, which is assumed to be satisfactory (Gani and Légeron, 2012; Hong, 2004; Vickery, 1970; Wyatt and May, 1971); however, no study was performed to justify this critical assumption. In addition, to the best of the authors' knowledge, the effect of the stiffness post yield factor α on the ductility demand was evaluated only for typical cases (Feng and Chen, 2018; Gani and Légeron, 2012; Tschanz, 1982). Linear and nonlinear sensitivity analyses on the time-step were conducted and the results demonstrated that a time-step of $\Delta t=0.01$ is suitable in the context of this study.

4.5.1 Wind sample duration

The wind loading duration directly affects the analysis's computation time, and it also impacts the accuracy of the obtained results due to the unidirectional damage accumulation. Hence, it is important to identify a practical wind duration to be used when performing nonlinear structural analyses under numerically generated storm loadings. The variability in the duration of numerically generated winds for simulating windstorms with quasi-constant characteristics (the mean wind speed and the turbulence intensity) may not have a substantial impact on the structural performance. In this study, sensitivity nonlinear structural analyses on all cases that are presented in section 4.3.4 for a constant stiffness post-yield factor of $\alpha=5\%$ have been conducted with various wind loading durations (10, 20, 30, 60, 120, and 180 min), and the differences in the maximum ductility demand are calculated by adopting the results on the 180-min analysis as a reference. The general trend that is observed from the results is that for the specified $\alpha=5\%$, the maximum structural yielding occurs within the first 60 min. In this period, structures have already reached their maximal deformation and behave linearly for the remainder of the analysis duration. For example, the yielding time history of the 1st floor of the typical structure (presented earlier in section 4.3.5) which is presented in figure 4.10, indicates that the last structural yielding occurred at approximately the 20th minute of the analysis. The effect of the analysis duration on the ductility demand is presented in figure 4.11 with respect to the results of the typical structure that is loaded with various wind samples (with various values of I_u). According to figure 4.11, the effect of the wind sample duration on the ductility demand depends on the wind loading sample; it can be underestimated (for $I_u=35\%$, for example) or overestimated (for $I_u=10\%$, for example); it can fluctuate (for $I_u=40\%$, for example) and reach a high difference percentage (approximately 20%); or, finally, it can have no substantial effect (less than 1% for $I_u=20\%$, for example) which is the most frequently

obtained result for all studied durations. Table 4.5 presents the differences in the ductility demand for various wind samples that are applied to the typical example. The difference values that are presented herein correspond to two typical durations (10 and 60 min) with reference to a wind duration of 180 min. The average differences of the presented typical example and the average and maximum difference values that are computed from all cases considered in the current study have been presented for comparison. According to table 4.5, the variation in the average difference that results from adopting the 60-min wind duration criterion is less than 2%; however, the maximum observed variation is approximately 12%. Moreover, the results of several analyses demonstrate that a satisfactory ductility demand (with a difference of less than 5%) has been realized at a duration of only 10 min. These results demonstrate that a 10-min wind duration could be reasonably used to investigate the effects of various parameters; however, for an extended parametric study that aims at evaluating precisely the ductility demands for various structural configurations, 60-min wind duration would be recommended, at least for numerically generated wind.

Table 4.5 Wind sample duration effect on the ductility demand (typical example).

Wind Sample	Ductility Difference (%)	
Iu (%)	10 min / 180 min	60 min / 180 min
10	7.2	7.97
15	0.81	0.81
20	-0.18	0
25	4.79	0
30	7.21	2.61
35	-11.4	-12
40	6.41	-5.16
45	-3.64	-3.38
Average	1.4	-1.14

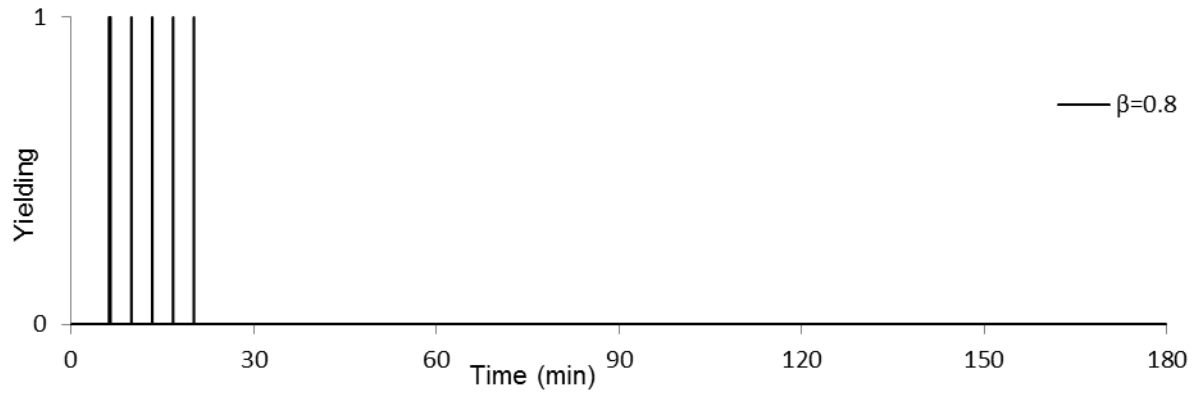


Figure 4.10. Yielding time history of the typical example.

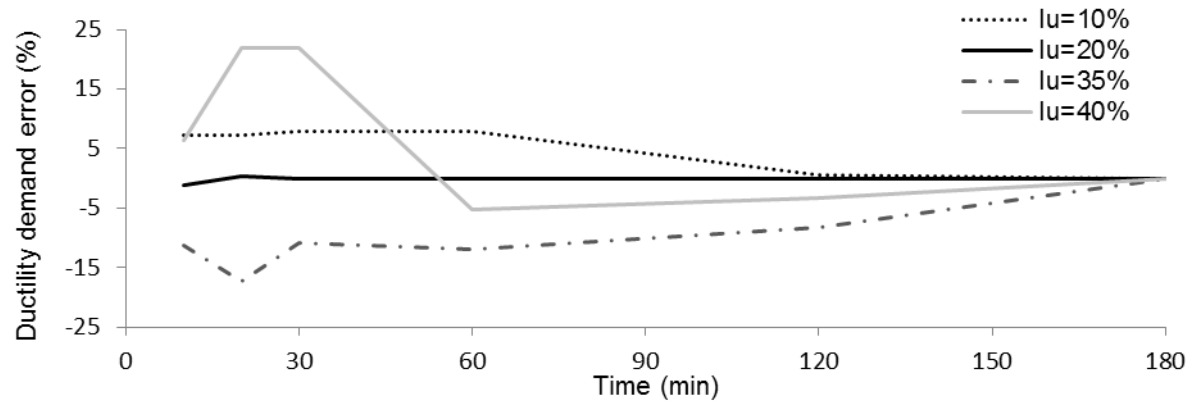


Figure 4.11. Variations of the ductility demands' differences with the analysis duration for four wind samples.

4.5.2 Stiffness post-yield factor effect

The effect of the stiffness post-yield factor (α) on the ductility demand for structures that are subjected to seismic loading has been widely investigated (Ghisbain, 2015; Hong & Hong, 2007; Ye et al., 2008). The recommended values for nonlinear analysis vary from 1% to 3% depending on the lateral load resisting system for the steel structure (moment frame or braced frame) (Ghisbain, 2015). Previous studies (Ghisbain, 2015; Hong and Hong, 2007; Ye et al., 2008) investigated larger intervals of the post-yield factor from 0% (elastoplastic) to 50% and proved

that a higher post-yield factor leads to decreased ductility demand and permanent deformation reduction. Thus, it was of interest to establish mechanisms (connections, isolators, and fuses) for enhancing the post-yield factor, as presented in (Baiguera et al., 2016, 2017), which proposed and tested dampers for developing a high stiffness post-yield factor ($\alpha=10\%$). For the wind loading case, stiffness post-yield factors were investigated by Gani and Légeron (2012) and, recently, by Feng and Chen (2018). It was demonstrated, based on typical cases only, that structures with high stiffness post-yield factors may provide substantial savings when considering their ductile behavior. However, due to the stochastic wind characteristics and the unidirectional plastic damage accumulation, the effect of the stiffness post-yield factor (α from 1% to 20%) on the ductility demand for various structures (with various numbers of DOFs and values of f_l) that are subjected to various wind loading cases should be investigated in a larger parametric study for comparison with the previously obtained results. The ductility demand variation with the stiffness post-yield factor for the typical structure, which is plotted in figure 4.12a, supports the observed structural behavior in seismic loading (the ductility demand significantly decreases with the increase of the stiffness post-yield factor). figure 4.12a also shows that $\alpha \leq 3\%$ leads to an unrealistic ductility demand, whereas $\alpha=5\%$ yields reasonable values. For $5\% \leq \alpha \leq 10\%$, the ductility demand continues to decrease, but more smoothly with the increase in the stiffness post-yield factor. Force-displacement curves that correspond to α values of 1, 5, and 10% are plotted in figure 4.12b. This figure shows that at the same yielding shear force V_{yI} , the maximal inter-story drift is substantially reduced with the stiffness post-yield factor.

Therefore, structures that are designed to develop a high stiffness post-yield factor ($5\% \leq \alpha \leq 10\%$) are more interesting in terms of their ductile behavior. Moreover, a higher force reduction

($\geq 30\%$) could be applied to the wind loading to enable the design of more economical structures without affecting the sustainability. Thus, a stiffness post-yield factor of $\alpha=5\%$, which is conceivable and profitable, is assumed for the remainder of the analysis. A post-yield factor of 10% would lead to a higher force reduction under reasonable ductility demands.

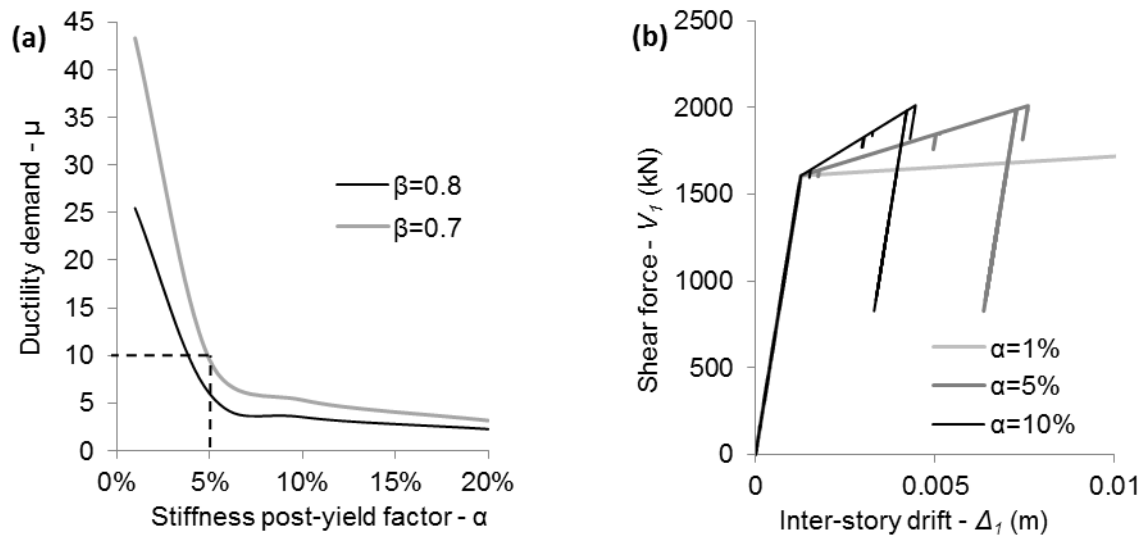


Figure 4.12. Effect of the stiffness post-yield factor on the ductility demand.

4.6 Damping evaluation

4.6.1 Recommended damping from the literature

It is important to evaluate the damping to be introduced in analytical or numerical analyses of vibrating systems. The proposed damping enables the dissipation of energy during loading to be accurately simulated in the analyses, which is proved to have a direct impact on the response of the analyzed structure. There are two main types of damping to be considered for buildings: aerodynamic and structural damping. They usually act in parallel to reduce the structural response, and the total damping can be expressed as follows:

$$\xi = \xi_a + \xi_s \quad (4.13)$$

where ξ , ξ_a and ξ_s are the total, aerodynamic, and structural damping, respectively.

4.6.1.1 *Aerodynamic damping*

The aerodynamic damping is proportional to the relative speed between the building and the wind (Holmes, 2015; Y. Tamura and Kareem, 2013), and its effect is observed mainly in flexible structures. The literature presents empirical models for evaluating the aerodynamic damping according to several parameters (e.g., the shape, the dimensions, and the wind turbulence intensity). The aerodynamic damping is typically small for tall buildings (Holmes, 2015). This finding was confirmed in Tamura and Kareem (2013), who specified that ξ_a for a typical tall building is approximately 0.5% and suggested a formula for aerodynamic damping computation for use in practical cases:

$$\xi_a \approx \frac{10^{-3}}{f_1} \quad (4.14)$$

4.6.1.2 *Structural damping*

Structural damping estimation for tall buildings under wind loading was experimentally investigated, mainly by Tamura et al. (2000), and an empirical equation for the structural damping for steel tall buildings was established. According to Holmes (2015), much higher values of the structural damping may be used in large-displacement conditions (ultimate limit states). However, he did not suggest damping values due to the lack of experimental data. Based on experimental data, Tamura and Kareem (2013) concluded that damping ratio does not necessarily increase at a higher amplitude level. In the same context and based on a large set of experimental data, Tamura et al. (2000) recommended structural damping ratios of 1% and 2% for relatively tall (height ≥ 80 m) and short (height ≤ 30 m) steel structures, respectively.

4.6.2 Sensitivity analysis on damping

As discussed earlier, it is pertinent to use a conservative amount of damping since no explicit equations are available for calculating the total damping for tall buildings under wind loading in the elastic and plastic ranges. In the current analyses, the effects of the use of constant Rayleigh damping were investigated, and the obtained results demonstrate that standard constant Rayleigh damping is suitable for this study. The effect of aerodynamic damping is evaluated in section 4.6.2.3.

4.6.2.1 *Evaluation of the use of standard constant Rayleigh damping for nonlinear analysis*

As discussed using practical examples in Hall (2006), special attention should be paid when using Rayleigh damping in nonlinear seismic analyses because the damping force can be overestimated if the stiffness suddenly decreases. This overestimation would lead to an increase in the structure velocity and the damping force may reach unrealistic extreme values, which could even exceed the restoring force. This effect should be carefully evaluated.

To evaluate the use of Rayleigh damping in nonlinear analyses, the ratio of the damping force f_d to the restoring force f_s during nonlinear analyses was examined. For example, figure 4.13 presents time histories of the damping-to-restoring-force ratio (f_d/f_s) for the typical structure with force reduction factors (β) of 0.7, 0.8, and 1 (linear analysis). Figure 4.13 indicates that the f_d/f_s is always lower than 1% even at in extreme cases in which a substantial amount of stiffness reduction has occurred (e.g., the observed peaks between $t = 300$ and 400 sec). These results demonstrate that for low force reductions ($\leq 30\%$), similar to the cases that are considered in the current study, the problem of damping force overestimation that is associated with the stiffness loss at structural yielding does not constitute a limitation in subsequent time-history nonlinear structural analyses.

4.6.2.2 *Influence of damping on the ductility demand*

Figure 4.14a presents the time histories of the inter-story drift from linear analyses of the 1st floor of the typical structure with Rayleigh damping with $\xi = 1\%$ compared to the case without Rayleigh damping (using a theoretical value of $\xi = 0\%$). As expected, when 1% damping was introduced, the maximum displacement (figure 4.14a) and shear force (figure 4.14b) decreased by approximately 17.5%; the linear curves of the force-displacement in figure 4.14b show that the shear force was reduced from approximately 4000 kN to 3300 kN. However, for the nonlinear analysis, according to figure 4.14b, the ductility demand is higher for $\xi = 1\%$ for the same strength reduction factor ($\beta = 0.8$). As discussed in section 4.3.2 regarding the comparisons, the reduction of the maximal shear force in the linear analysis leads to the reduction of the yielding shear forces since the same strength reduction factor ($\beta=0.8$) is applied in both cases; hence, different structures are directly compared. Again, this is specific to the context of a more general parametric study envisaged in which the strength reduction factor is specified.

Figure 4.15 shows examples of the influence of the damping amount on the ductility demand for the typical structures that are subjected to $Iu=20\%$ and $Iu=40\%$ wind samples. Figure 4.15 presents also the results considering the aerodynamic damping which will be discussed next. Focusing on the cases in which the aerodynamic damping is not considered, the damping has a variable influence on the ductility demand of the analyzed structures. When the typical structure (10-DOF) is subjected to a wind sample of $Iu=20\%$, the damping has a negligible effect on the ductility demand. However, when the structure is subjected to another wind sample ($Iu=40\%$), the ductility gradually increases with the damping ratio and reaches a relatively steady value at $\xi = 0.5\%$. When a wind sample of $Iu=20\%$ is applied to a SDOF structure ($f_l=5$ Hz, $\xi=1\%$), a

larger variation in the ductility demand is produced with the damping amount. As illustrated in figure 4.15, a minor variation of the damping amount, as small as 0.5%, resulted in 30% variation in the ductility demand. These results demonstrate the importance of considering a suitable amount of damping when conducting nonlinear time history analyses of structures under wind loading.

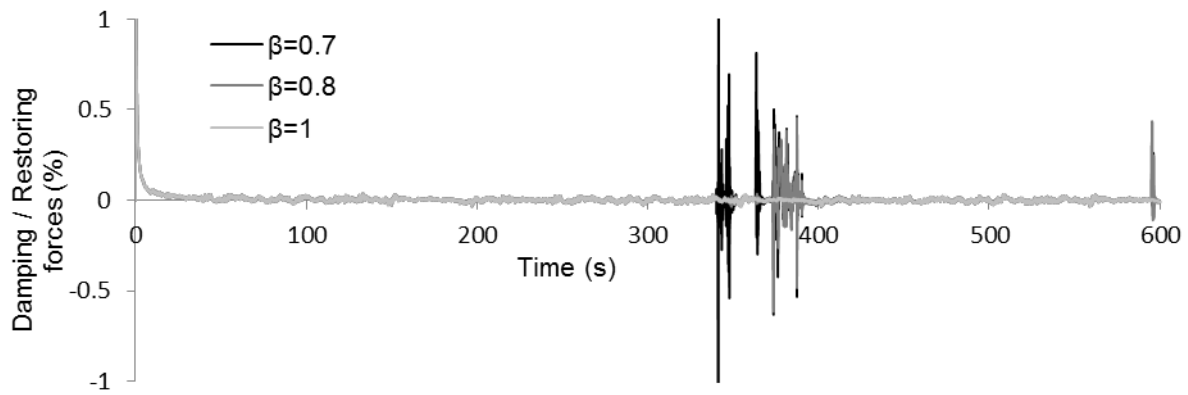


Figure 4.13. Time history of the ratio of the damping force f_d to the restoring force f_s .

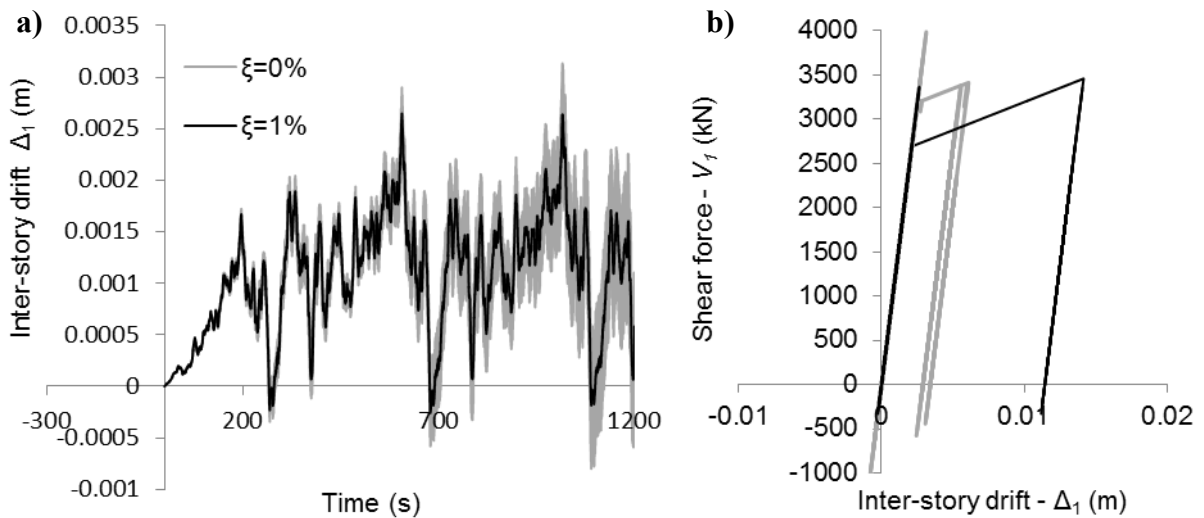


Figure 4.14. a) Linear time history response and b) nonlinear force displacement diagram for $\zeta = 0\%$ and 1% .

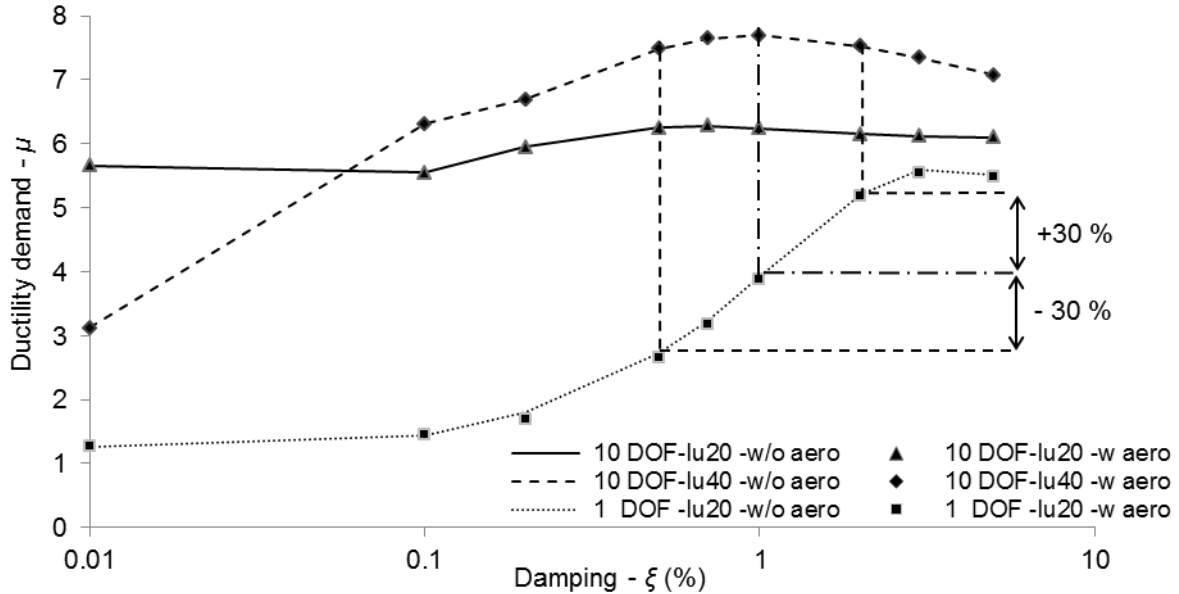


Figure 4.15 Ductility demand function of the damping amount with consideration versus no consideration of the aerodynamic damping.

4.6.2.3 Aerodynamic damping evaluation

The aerodynamic damping should also be evaluated since the nonlinear responses of structures under wind events may be sensitive to the amount of damping, as previously demonstrated. Gani and Légeron (2012) approximated the aerodynamic damping by introducing the recommended value by Holmes (2015) as an additional constant Rayleigh damping. In this section, the wind forces that are acting on the building were instead calculated based on the effective relative speed between the wind and the structure at each time step, which will represent the aerodynamic damping and will be combined with the structural damping that is represented by the constant Rayleigh model. However, due to the excessive calculation time (more than 50 hours for a single simulation of a 10-DOF structure), it was also pertinent to examine the effect of the aerodynamic damping on the ductility demand to determine a suitable damping amount to be added to the constant Rayleigh damping to properly account for the global structural damping.

According to the results that are presented in figure 4.15, for all scenarios, the aerodynamic damping effect is insignificant as the building vibration speed is negligible ($< 0.1 \text{ m.s}^{-1}$) compared to the high speed of the wind ($> 40 \text{ m.s}^{-1}$), even when yielding occurs or under large-displacement conditions. Thus, the recommended aerodynamic damping value (Holmes, 2015; Tamura and Kareem, 2013) of 0.5% for linear small-displacement analysis may not need to be applied to nonlinear large-displacement analyses. These results demonstrate that the aerodynamic damping at high wind speed need not be considered; only structural damping should be considered. Thus, a total Rayleigh damping amount of 1% in the evaluation of the ductility demand under wind loading for generic high-rise buildings is recommended.

4.7 Conclusions

This study evaluated the influences of various hypotheses on the ductility demand for structures that are subjected to time-history wind loading and recommends adequate values for use in extended parametric studies. The results that are presented in this paper lead to the following conclusions:

- The application of an indicial function that is related to the aerodynamic admittance when calculating the wind forces on structures more strongly influences the ductility demand compared to the quasi-static approach. The quasi-static approach is safer for use in structural design; however, when nonlinear performance investigated with a specified strength reduction factor, the aerodynamic admittance approach leads to higher ductility demands. Therefore, the aerodynamic admittance approach was used for force calculations.
- The wind loading duration significantly influences the ductility demand of structures. A wind loading sample of 10 minutes in duration can be used when evaluating the influences

of parameters with an acceptable difference compared to 3 hours, whereas 1-hour wind samples are recommended when performing nonlinear analyses of structures subjected to numerically generated wind loading.

- The stiffness post-yield factor substantially influences the ductility demand of structures under wind loading. Therefore, designing structures that can develop a high stiffness post-yield factor ($5\% \leq \alpha \leq 10\%$) is of interest due to the ductility benefit and the possibility of applying a higher strength reduction without affecting the safety of the structures.
- Constant Rayleigh damping can be used for nonlinear time history analyses of structures that are subjected to extreme wind loading without producing excessive damping when yielding of the structures occurs.
- The damping that is introduced in the analysis may significantly influence the ductility demand of structures, whereas aerodynamic damping can be neglected in the context of this study; a damping of $\zeta=1\%$ is proven to be a safer value for use in an extended parametric study.

These conclusions and recommended values will be used in an extended parametric study with the objective of relating the ductility demand to the strength reduction factor β while considering the effects of the wind turbulence intensity I_u , the number of DOFs and the natural frequency f_i of structures that are subjected to extreme wind events.

Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the National Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) for this financial support of this research project and the Fonds de recherche du Québec sur la nature et les technologies (FRQNT) for the financial support of the Centre

d'études interuniversitaire des structures sous charges extrêmes (CEISCE). Special thanks to Mahmoud Nasser Ahmed for his participation in writing this paper.

CHAPITRE 5 ANALYSE PARAMÉTRIQUE AVEC VENT GÉNÉRÉ NUMÉRIQUEMENT

5.1 Avant-propos:

Auteurs et affiliations :

- Taleb Sabbek : Étudiant au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil et génie de bâtiment.
- Sébastien Langlois : Professeur adjoint, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil et génie de bâtiment.
- Frédéric Légeron : Vice-Président, Parsons, Abu Dhabi PO5498, UAE

Titre anglais : Relationship between the specified ductility demand and the strength reduction factor for multi-degree-of-freedom structures under wind loading and including the P- Δ effect

Titre français : Relation entre la demande en ductilité et le facteur de réduction de force pour les structures à plusieurs degrés de liberté sous charge de vent en considérant l'effet P- Δ

Date de soumission : 02 Octobre 2019

Revue : Wind Engineering and Industrial aerodynamics

Contribution de l'article dans la thèse : Cet article permet d'évaluer l'influence de l'effet $P-\Delta$ sur la demande en ductilité des structures soumises à des charges de vent. L'étude paramétrique des structures soumises à des charges de vent généré numériquement permet l'établissement de la relation entre les réductions de forces applicables et les demandes en ductilité spécifiques en fonction des différents paramètres d'étude.

Résumé : Les codes de dimensionnement actuels exigent toujours que le comportement des structures reste élastique sous charges de vent, contrairement aux charges sismiques où le comportement non linéaire est autorisé pourvu qu'ils soient assez ductiles, permettant ainsi la réduction des forces appliquées. Dans certains cas où les forces du vent sont dominantes et les structures sont déjà conçues avec une certaine valeur de ductilité, la réduction des forces du vent peut devenir intéressante. Cet article vise à établir une relation entre la demande de ductilité et le facteur de réduction de force dans le cas des structures soumises à des charges du vent. Une large étude paramétrique sur le comportement non linéaire des structures modélisées avec des cadres en cisaillement à un seul degré de liberté (SDOF) et à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est menée. L'effet $P-\Delta$ est pris en compte et du vent généré numériquement avec différentes intensités de turbulence est utilisé dans le cadre de cette étude. Pour les valeurs spécifiques de ductilité (2, 4, 6 et 8), la réduction de la force est tracée en fonction de la fréquence naturelle (de 0,16 Hz à 10 Hz) pour des structures avec différents nombres de DDL (de 1 à 50 étages) et avec trois facteurs de rigidité post-rendement (5%, 7% et 10%). Les résultats démontrent que la demande de ductilité n'est pas influencée par l'intensité de la turbulence du vent, mais dépend fortement des propriétés structurelles (la fréquence naturelle et le nombre de DOF) lorsque l'effet $P-\Delta$ est pris en compte.

ABSTRACT

Current design codes still require that structural behavior remains elastic under wind loading, in contrast to seismic loading, under which nonlinear behavior is permitted if the structure has sufficient ductility, thereby enabling the reduction of the applied forces. In some cases in

which wind forces are dominant and structures are already designed with a specified ductility, reducing the wind forces to exploit the ductility may become of interest. This paper aims at establishing a relationship between the specified ductility demand and the force reduction factor of structures that are subjected to wind loading. A large nonlinear parametric study on Single Degree of Freedom (SDOF) and Multi Degree of Freedom (MDOF) simplified shear frame structures is conducted in which the P- Δ effect is considered, and numerically generated wind with various turbulence intensities is utilized. For the specified values of the ductility (2, 4, 6 and 8), the force reduction is plotted as a function of the natural frequency (from 0.16 Hz to 10 Hz) of structures with various numbers of DOFs (from 1 to 50 stories) and with three stiffness post-yield factors (5%, 7% and 10%). The results demonstrate that the ductility demand is not influenced by the wind loading turbulence intensity but strongly depends on the structural properties (the natural frequency and the number of DOFs) when the P- Δ effect is considered.

KEYWORDS: Time domain analysis, nonlinear analysis, extreme wind loading, p-delta, ductility.

5.2 Introduction

Various regions in the world (e.g., North America) are exposed to severe windstorms such as hurricanes, tornados and wind bursts. These windstorms cause major damages (Ayscue, 1996) and structural failure (for example, the Riverboat Casino failure due to Katrina in 2005), which is highly dangerous to human life. Hence, properly considering these extreme loads (events with low probability of occurrence) in structural design is necessary (Johnson, 2008). However, design codes require that structural behavior remains elastic with respect to wind loading (Tsujita et al., 1997). This will lead to a substantial increase in structural cost if extreme wind events are considered. In contrast, ductile behavior is permitted for other extreme loads (e.g.,

seismic and blast loads). Smaller forces could be applied if a specified value of the ductility is ensured. Moreover, ductile structures may have larger safety margins against collapse compared to brittle structures. Thus, since it is already common for structures to be designed with a specified ductility value, it would be interesting to utilize this to design structures resistant to extreme wind loading that involves lower wind forces or, at least, to justify that structures that are linearly designed to resist wind loading could resist higher wind forces. Hence, it is important to establish the relationship between the ductility and the strength reduction factor to be applied to structures subjected to extreme wind events.

Several previous studies were conducted to investigate the nonlinear behavior of structures under wind loading (Chen and Davenport, 2000; Feng and Chen, 2018; Gani and Légeron, 2012; Hong, 2004; Tschanz, 1982; Vickery, 1970; Wyatt and May, 1971). Vickery (1970) developed a simplified analytical linear approach for estimating the nonlinear response of lightly damped Single Degree of Freedom (SDOF) structures using one-hour sample record loading data that were obtained via wind tunnel measurement. It was concluded that for this type of structure, the mean wind speed that is necessary for producing severe damage is only 20% greater than that necessary for producing yielding. For Multi Degree of Freedom (MDOF) systems, Vickery concluded that strengthening some but not all parts of a structure may cause local increases in the ductility demand at the unstrengthened parts compared to structures in which the strengths are proportional to the elastic resistances. In the latter case, the ductility demands are uniformly distributed throughout the structure, and the nonlinear performance of the MDOF system could be obtained through an equivalent SDOF. Wyatt and May (1971) investigated the ultimate load behavior of bilinear strain-hardening SDOF and MDOF structures using numerically generated wind forces via the method developed by Vickery (1970). They proposed an equation for

calculating the critical ductility demand of an MDOF structure from the ductility demand estimate of an equivalent SDOF. It was concluded that strain-hardening acts favorably in reducing the ductility demand by distributing the plastic deformation throughout the structure, and the obtained strength reduction percentage was only approximately 15%. Tschanz (1982) confirmed the results presented in Vickery (1970) using nonlinear time history numerical analysis for the first time. Chen and Davenport (2000) studied the vulnerability of tall buildings in hurricanes by applying the approach developed by Vickery (1970) on a typical SDOF structure and using many numerically generated wind samples. The study shows that the ductile structures more effectively resist collapse compared to brittle structures, and the strength reduction percentage is expected to be approximately 35% for a typical steel-braced structure.

Hong (2004) numerically investigated the accumulation of wind-induced damage on bilinear SDOF systems subjected to numerically generated wind when varying the natural frequency and the stiffness post-yield factor. It was concluded that the linearized analysis of Vickery (1970) is inaccurate and could be unconservative for high natural frequencies. In addition, flexible structures can have much lower ductility demand than rigid structures, the scatter of the ductility demand could be large, and the expected load reduction may reach 40% if the structure is sufficiently ductile.

Gani and Légeron (2012) established, through a large parametric study, the relationship between the specified ductility and the strength reduction factor for SDOF systems under extreme wind events under various natural frequencies. A linearized approach for estimating the nonlinear response based on an equivalent elastic system was developed. The influence of the natural frequency and the strain hardening on the ductility demand was confirmed. It was concluded that real wind leads to similar results compared to numerically generated wind. Similarly, Feng

and Chen (2018) presented a statistical linearization approach that uses wind forces according to the power spectrum of the base bending moment to investigate the nonlinear along-wind and across-wind behaviors of a typical tall building.

Another aspect that is needed to be investigated in the current study is the P- Δ effect, which is typically not critical when structures are subjected to wind loading due to the linear behavior requirement (restriction), as presented in Allison (1987); a structure that is subjected to higher wind loading requires higher stiffness to maintain the same design story drift Δ , which leads to a weaker P-Delta effect. The P- Δ effect is well developed for seismic loading and it was introduced in design codes (EN1998-1 (2005) and ASCE7-16 (2017) for example), as reported in Tremblay et al. (1998). However, since wind loading differs from seismic loading in terms of the permanent presence of mean loading and the longer duration of loading and since the current study considers the nonlinear behavior of structures subjected to wind loading, it is important to accurately investigate the P- Δ effect on structures subjected to wind loading when considering nonlinear time history analysis.

It is concluded from the previous studies that ductile structures present higher resistance against collapse than brittle structures and “economy” (force reduction) could be realized by designing a ductile structure to resist wind action. However, all previous studies focused on several typical structures, except the study of Gani and Légeron (2012), which extended the analysis to a wide range of structures; graphics that illustrate the relationship between the strength reduction factor and ductility function of the natural frequencies were presented. However, this study focused only in SDOF structures. Moreover, the P- Δ effect on inelastic structural behavior under wind loading has never been considered. Hence, it is necessary to conduct a parametric study that covers a larger interval of parameters including the P- Δ effect.

Therefore, the main objective of this paper is to establish a relationship between the specified ductility and the strength reduction factor for SDOF and MDOF structures that are subjected to wind loading under various structural and loading parameters, including the P- Δ effect. First, the influence of the P- Δ effect on the nonlinear behavior will be investigated in section 5.4.1. Then, the appropriate Number of Wind Loading Samples (NWLSS) in a similar analysis and the effect of the turbulence intensity of the wind on the ductility demand will be examined in sections 5.4.2 and 5.4.3, respectively. Finally, a general relationship between the specified ductility and the strength reduction factor will be established and compared, which includes the P- Δ effect and depends on the considered number of DOFs, the fundamental frequencies, and the stiffness post-yield factors, in section 5.4.4 and 5.4.5.

5.3 Model description and methodology

5.3.1 Model description

The present study investigates the nonlinear performance of single (SDOF) and multi degree of freedom (MDOF) shear frame systems (an example of a 3 DOF system is presented in figure 4.1a) under the action of wind loading that is applied at the lumped masses. The shear story stiffnesses (k_i) are assumed variable depending on the target fundamental frequency, whereas typical story dimensions (width \times depth \times height) have been set as $25 \times 25 \times 4 \text{ m}^3$ with constant concentrated mass (m_0) of 500 tons for all the considered structures. As illustrated in figure 4.1b, for each linear system considered in the context of this study, a bilinear constitutive law (with a specified stiffness post-yield factor α , which is defined as the post-yield stiffness fraction of the initial stiffness) that corresponds to a specified strength reduction factor β is adopted for the nonlinear analysis, in addition to an equivalent modified bilinear model, which enables the inclusion of the P- Δ effect (will be presented in section 5.4.1). Figure 5.1b illustrates the

structural ductility (μ) and the strength reduction factor (β), which are defined by the displacement u_m/u_y and shear forces V_y/V_0 ratios, respectively, where u_m and u_y are the maximum and the yield structural displacements, respectively, and V_0 and V_y are the elastic and yield shear forces, respectively. If $\beta=1$, the system behavior remains elastic when $V_y=V_0$; otherwise ($0 < \beta < 1$), excursions in the plastic range are permitted.

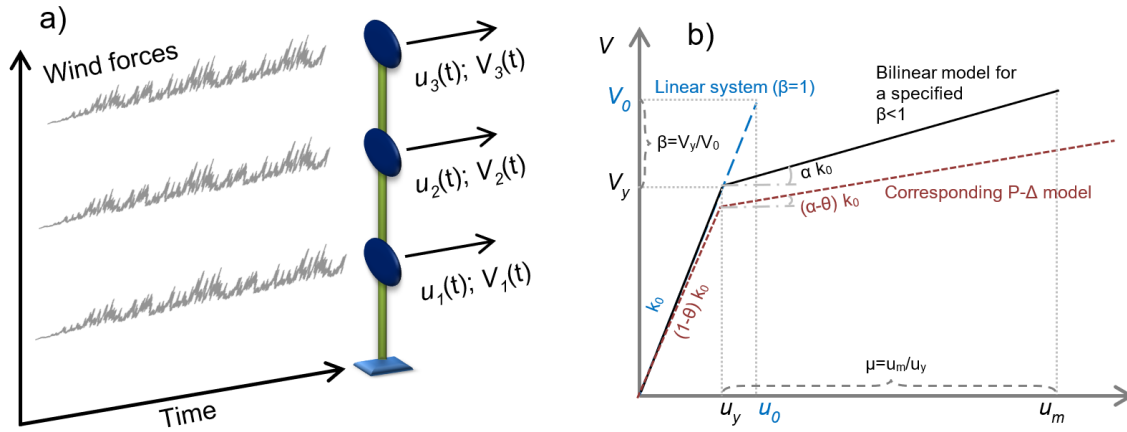


Figure 5.1. a) The considered MDOF system (an example of a 3-DOF system) and b) the bilinear constitutive force-deformation relationship, the corresponding linear system and the equivalent bilinear system which includes P-Δ effect (modified from Chopra, 2012 and Tremblay et al., 1998).

5.3.2 Methodology

The structural response under wind loading will be modeled using a computer program that was developed using the Python programming language for solving the equation of motion via the Newmark method (average acceleration) and the modified Newton-Raphson error reduction algorithm. The program was validated using several SDOF and MDOF systems that were subjected to seismic and wind loading, which were obtained from Chopra (2012), Gani and Légeron (2012) and Paultre (2010). The main parameters for a single structural analysis are the number of floors (NDOF) and the bilinear constitutive law values: the initial stiffnesses (k_i) at each level, which is controlled by the fundamental frequency (f_l), the post-yield stiffness factor (α), and the yielding shear force V_{yi} at each level, which is controlled by the force reduction

factor (β). In addition, based on a preliminary investigation and the values that are commonly adopted in the literature, some analysis parameters were set conservatively constant in the current study, such as the time step ($\Delta t=0.01$ s), the analysis duration ($T_{final}=3600$ s) and the damping ratio, which is introduced as Rayleigh damping ($\xi=1\%$). The program outputs displacement and shear force time histories at each level (DOF), which enables the calculation of the maximum ductility demands μ_i .

A design procedure was adopted to ensure a rational design for the structure with the same story drift at each level under a specified wind loading set and to control the structural fundamental frequency f_1 . Through a linear analysis of each considered structure (NDOF, f_1 , and α) under each wind loading set, the initial stiffnesses (k_i) that correspond to the target fundamental frequency, which are set constant at all levels (i refers to level number), are modified using the obtained maximum elastic shear force at each level V_i via a modification factor, which is defined as $k_i' = k_i(V_i/V_1)$; the steps are iteratively repeated until convergence in stiffness is realized. Then, as will be detailed in section 5.3.3, each structure will be designed for 60 wind samples for each specified turbulence intensity. Then, the obtained stiffnesses at each level are averaged according to the NWLSs. Therefore, this designed structure with the obtained stiffnesses is linearly ($\beta=1$) and nonlinearly ($\beta<1$) analyzed according to specified strength reduction factors, where $(V_y)_i = \beta (V_0)_i$ for all the considered wind samples with the specified value of I_u . The ductility μ that corresponds to the specified β for each considered building will be obtained from the average of the ductility values according to the NWLSs of the maximal ductility demands found through the structure height (for each level).

Since the current investigation is based on a large parametric study on generic simplified structures and it focuses on the nonlinear behavior of structures under wind loading when it is

the dominant loading, a constant β for all the floors (over all structure heights) is applied, which causes the yielding of all the floors. Moreover, since other loading cases are ignored, the adopted design procedure may lead on weak higher floors; hence, the maximal ductility demands of structures could be obtained at higher floors, which may be regarded as a limitation of the current study. However, this assumption would be acceptable since it would not affect the maximal ductility demand values. Based on a preliminary comparative analysis, the adopted design procedure yields an energy dissipation that is well distributed over the structure (almost the same ductility demand over the floors of the structures) and the maximal ductility demand is typically obtained at the lowest floors.

5.3.3 Wind force calculation

In the current study, structures will be subjected to wind loadings which are obtained from numerically generated wind speed simulations of extreme wind events using the WindGen program, which was developed by Hang et al. (2005). For each specified wind turbulence intensity I_u that is considered in this study (which represents a type of terrain), 60 wind sample sets of one-hour duration of the turbulent parts of the wind speed $u(z,t)$ were numerically generated by fitting the Power Spectral Density (PSD), as proposed by Simiu (1974) and Simiu and Scanlan (1996). Since wind loading will be applied at the lumped masses of structures and 50 stories represents the maximum considered structural height, each set of wind speeds was generated for 50 spatially correlated wind samples that were vertically spaced at the story heights (from 4 m to 200 m, with a distance of 4 m). Then, wind force time history sets were calculated via the aerodynamic indicial admittance function for each wind speed sample following the steps presented in Chang et al. (2010), which evaluated the action of cross-wind forces on slender structures in the time domain by adapting the method developed by Scanlan

(1993) for calculating the along-wind forces on a thin plate in the time domain. In addition, based on experimental data, Kaabia (2017) validated this wind force calculation approach on a solar structure subjected to along-wind loading. The approach consists in fitting in the frequency domain the aerodynamic admittance function of the studied structure to the Sears function, which could be converted to the time domain. Then, the wind force at each level (at height z) and at each time step t is calculated by combining the mean wind speed $\overline{U}(z)$ with the turbulent wind speed $u(z, t)$, as presented in Tamura and Kareem (2013):

$$F(z, t) = \bar{F}(z) + f(t) \quad (5.1)$$

$$f(t) = \rho_a A C_d \bar{U} \int_0^s [u(s) - \phi'(s - \sigma)] d\sigma \quad (5.2)$$

$$\bar{F}(z) = \frac{1}{2} \rho_a C_d A \bar{U}^2(z) \quad (5.3)$$

where $\bar{F}(z)$ and $f(t)$ are the mean and the turbulent wind forces, respectively; $s = \bar{U}t/\sqrt{A}$ is dimensionless time; ϕ' is the derivative of the indicial function; and A , ρ_a and C_d represent the exposed area to the along-wind, the air density and the drag coefficient, respectively.

In the current study, time history wind forces were calculated via the aerodynamic admittance functions that were proposed in ASCE7-16 (2017) for typical floor dimensions (section 5.3.1); the mean wind speed \bar{U} was set constant at 40 m.s⁻¹ at 10 m height for all the considered turbulence intensities I_u and a value of $C_d = 1.0$ was arbitrarily considered since it would not influence the ductility demand in the context of this generic parametric study (the total force is linearly proportional to C_d and structures are assumed to have been designed according to their limit elastic forces).

5.3.4 Variables to be evaluated

Simulations that utilize the variables listed in table 5.1 are conducted to establish a relationship between the specified ductility μ and the strength reduction factor β . Each structure with a specified number of DOF (NDOF) is analyzed by considering 6 realistic fundamental frequencies f_1 (obtained from ASCE7-16 and NBCC-2015) and 3 different bilinear constitutive laws according to the stiffness post-yield factor α ; this results in a total of 144 structures to be analyzed. Each is subjected to 60 wind loading samples (WLSs) for each specified turbulence intensity I_u and strength reduction factor β . All these simulations are established for both cases without and with the P- Δ effect. Hence, the current parametric study involves more than 550k structural analyses, with an average analysis time of 30 min per simulation (depending on the NDOF).

The results presented in section 5.4.1 to 5.4.4 use a stiffness post-yield factor of $\alpha=5\%$ to evaluate the effects of the studied variables on the ductility demand; section 5.4.5 shows results related to all the considered values of α .

Table 5.1 Variables evaluated in the current study.

Parameter	Values
Number of wind loading samples to be used (NWLSS)	From 1 to 60 wind samples
Wind turbulence intensity, I_u (%)	10% to 45% by step of 5%
Number of DOFs (NDOF)	1, 2, 3, 5, 10, 20, 30, 50
Fundamental frequency, f_1 (Hz)	[0.16 .. 10] depending on DOF
Stiffness post-yield factor, α	5%, 7%, 10%
Strength reduction factor, β	1, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6, 0.5
Ductility demand	2, 4, 6, 8
Geometric nonlinearity	With and without P- Δ effect

5.4 Parametric study results

5.4.1 Influence of P-Δ effect on the ductility demand

P-Δ effect can be included in the analysis via a simplified procedure that was presented in Sullivan et al. (2008). The procedure is based on calculation at each level i of a stability coefficient (Tremblay et al., 1998) $\theta_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} = \frac{P_i}{k_i h_i}$, where P_i is the total vertical load at a considered level and above, Δ_i is the design story drift that occurs simultaneously with the action of the shear force V_i at the considered level, and h_i and k_i are the level height and stiffness, respectively. Then, the P-Δ effect could be integrated into the analysis by decreasing the stiffnesses of the bilinear constitutive law, as presented in figure 5.1b; the initial stiffness k_i should be replaced by $(1 - \theta_i).k_i$ and the post-yield stiffness $\alpha.k_i$ by $(\alpha - \theta_i).k_i$, while the yielding inter-story drift Δy_i should remain unchanged. For structures subjected to seismic loading, the P-Δ effect could be neglected when the stability coefficient satisfied $\theta_i \leq 0.1$. Otherwise, it could be considered by multiplying the displacement and member forces by an amplification factor $1/(1 - \theta_i)$ while ensuring that θ remains below a specified limit value, which depends on the design code recommendations (Sullivan et al., 2008).

In the current study, first, the stability coefficients of all considered structures were calculated at each level. Then, nonlinear analyses were conducted in which the modified bilinear constitutive law was applied to consider the P-Δ effect. Calculations demonstrate that for the considered structures, all the stability coefficients are between 0.08 and 0.001 and depend on the number of stories and the natural frequencies: θ is higher for structures with more stories and/or lower frequency (more flexible) structures. Even though the stability coefficients are extremely low ($\theta < 0.1$) in this study (due to the high-wind-speed linear design), the P-Δ effect

is negligible for linear simulations, but not for the nonlinear cases. Table 5.2 lists the maximum displacements from the linear analysis with and without the P- Δ effect of a 10-story structure with $f_l=0.83$ Hz and $f_l=1.33$ Hz that was subjected to a wind loading sample ($I_u=20\%$). According to table 5.2, in the linear analysis, the structural response (the displacement in this case) with the P- Δ effect can be predicted from the amplification factor $1/(1-\theta)$ with high accuracy (less than 1% difference). However, according to table 5.3 and figure 5.2, which present the nonlinear responses and the force-displacement curves (for the same considered structures), respectively, the P- Δ effect cannot be predicted from only the θ coefficient; the differences for the maximum displacements and for the ductility demands reach 25% for one of the considered structures.

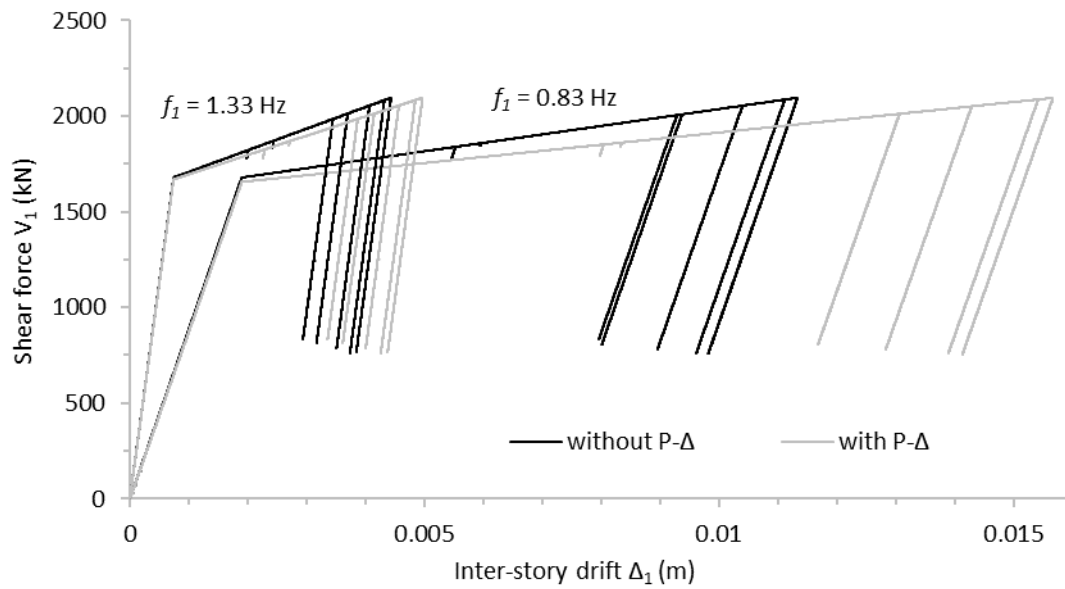
To demonstrate the P- Δ effect on the nonlinear behavior of structures subjected to wind loading, the results will be presented for both cases with and without P- Δ effect in the next sections.

Table 5.2 Linear response comparison with and without P- Δ for 10-DOF structures subjected to an $I_u=20\%$ wind sample.

f_l (Hz)	Linear ($\beta=1$)			
	Δ_{l_max} (mm)	$\Delta_{l_max} \times 1/(1-\theta)$ (mm)	Δ_{l_max} with P- Δ (mm)	Difference (%)
0.83	2.37	2.403	2.406	-0.11
1.33	0.93	0.935	0.932	0.23

Table 5.3 Nonlinear response comparison with and without P- Δ for 10-DOF structures subjected to an $I_u=20\%$ wind sample.

f_1 (Hz)	Nonlinear ($\beta=0.8$)						
	Δ_{1_max} (mm)	$\Delta_{1_max} \times 1/(1-\theta)$ (mm)	Δ_{1_max} with P- Δ (mm)	Difference (%)	μ_{max} without P- Δ	μ_{max} with P- Δ	Difference (%)
0.83	11.33	11.49	15.67	-26.65	6.27	8.47	-25.91
1.33	4.43	4.45	4.97	-10.35	6.01	6.73	-10.70

Figure 5.2. Bilinear force-displacement responses of $f_1=1.33$ Hz and $f_1=0.83$ Hz 10-DOF structures subjected to WLS with $I_u=20\%$ when the P- Δ effect was considered versus not considered.

5.4.2 Influence of the number of wind samples

Due to the stochastic nature of wind loading, a structure that is subjected to wind samples may exhibit important differences in responses even when samples have the same wind characteristics (mean wind speed, turbulence intensity, and power spectral density). Due to the lack of a clear recommendation in the literature regarding the number of wind samples to be used, most previous studies (Feng and Chen, 2018; Tschanz, 1982; Vickery, 1970) analyzed structures using a unique wind loading sample. However, Gani and Légeron (2012) used 10

wind samples for each considered turbulence intensity I_u . Therefore, to give a recommendation regarding the NWLSs to be used in nonlinear time history analysis, each structure considered in this study will be analyzed using a set of 60 wind samples that have the same stochastic characteristics.

First, as shown in figure 5.3, which plots the maximal ductility demands of structures as functions of the 1st natural frequencies for various structure heights (DOFs) for the 60-wind loading samples (with $I_u=20\%$) for the specified strength reduction factor of $\beta=0.8$, the scatter in the ductility demands is relatively large, as concluded by Hong (2004). The variability of the ductility demand is more pronounced for structures with more stories and with lower first natural frequencies. Furthermore, the consideration of the P- Δ effect further amplifies the variability of the ductility demand.

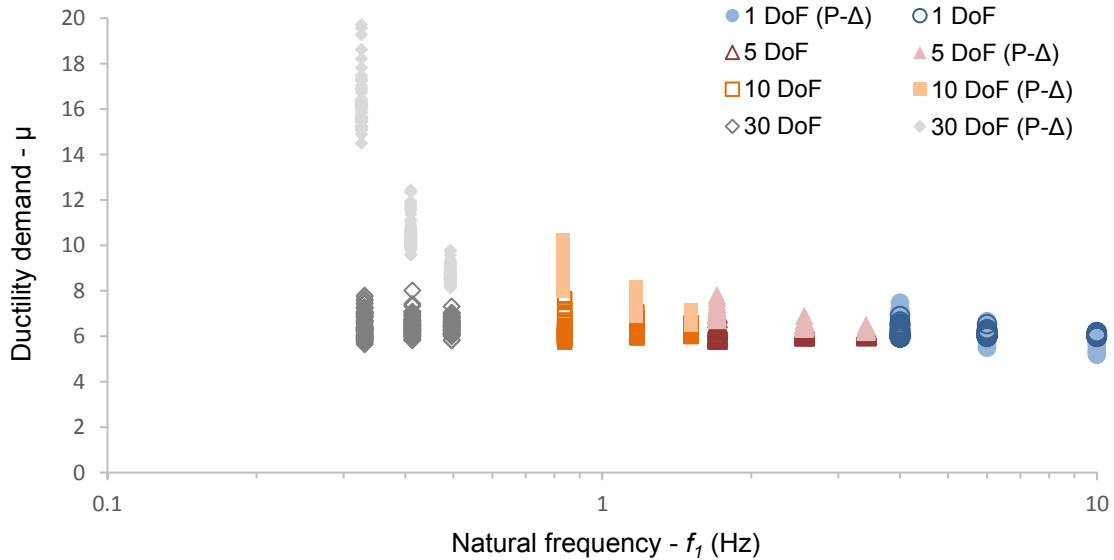


Figure 5.3. Scattering of the ductility demand as a function of fundamental frequency for specified NDOF structures for a set of 60 wind loading samples with $I_u=20\%$ for $\beta=0.8$ when the P- Δ effect is considered versus not considered.

Then, to quantify the maximal possible error in the average ductility demand when structures are analyzed with an insufficient number of wind loadings, the most unfavorable difference in

the ductility demand relative to the average ductility demand based on 60 wind loading samples was calculated based on the specified NWLSs (from 1 to 60). The results are plotted in figure 5.4 for strength reduction factors of $\beta=0.9$ and $\beta=0.7$ for 10-DOF ($f_l=1.0$ Hz) and 50-DOF ($f_l=0.24$ Hz) structures that were both subjected to wind loading samples with $I_u=20\%$. According to figure 5.4, under a specified tolerance interval, the minimal NWLSs to be used depends on the number of DOFs of the structure and on the force reduction factors that are applied. From figure 5.4, the recommended NWLSs to be used when performing a similar nonlinear analysis of structures subjected to wind loading is 30 WLSs; the difference in the resulting average ductility demand using 30 WLSs will not exceed 10% compared to 60 WLSs. The tolerance interval corresponds to the worst combination of WLSs; in practice, for random WLSs, it could be much lower.

In the next sections, the represented ductility demands are obtained from the maximal values of the ductility demands through the heights (NDOFs) using the average values of all 60 WLSs.

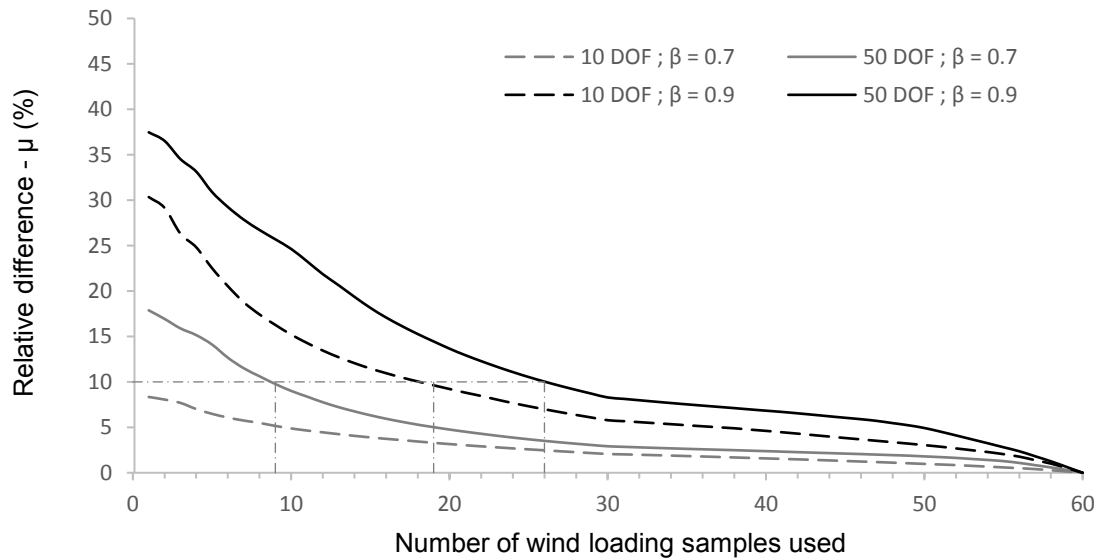


Figure 5.4. Relative difference in the ductility demand functions of the NWLSs to be used for 50 DOF ($f_l=0.24$ Hz) and 10 DOF ($f_l=1.0$ Hz) with reference to the average ductility over 60 WLSs for $\beta=0.9$ and $\beta=0.7$.

5.4.3 Influence of the turbulence intensity

The effect of the turbulence intensity was investigated by Gani and Légeron (2012) on an SDOF structure that was subjected to a unique wind loading sample. It was concluded that higher turbulence intensity results in lower ductility demand. However, figure 5.5 ($f_l=1.0$ Hz and $\beta=0.8$) shows that the ductility demand as a function of the turbulence intensity for a unique WLS may result in a relatively small fluctuation around the average response based on 60 WLSs. Furthermore, the ductility demand is almost constant for the considered interval of turbulence intensity, both with and without P- Δ effect. Thus, in the next sections, the ductility demand will be presented as an average over all turbulence intensities.

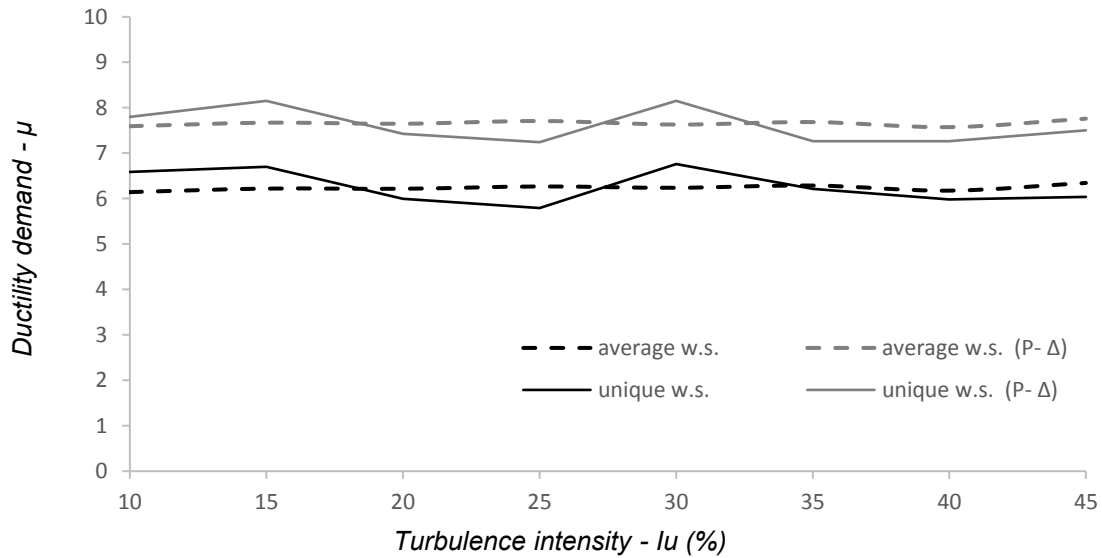


Figure 5.5. Ductility demand as a function of the turbulence intensity I_u for a 10-DOF ($f_l=1.0$ Hz) structure subjected to a unique WLS and 60 WLSs for $\beta=0.8$.

5.4.4 Influences of the natural frequency and the number of DOFs

To evaluate the influence of the number of DOFs on the ductility demand of structures, curves of the maximal ductility demand as a function of the 1st natural frequencies for structures with various numbers of DOFs are plotted in figure 5.6 for nonlinear analysis ($\beta=0.8$), both with and

without P- Δ . First, a clear discrepancy is observed between the results when the P- Δ effect is considered versus not considered. When structures are analyzed without the P- Δ effect, the ductility demand is quasi-constant for all the considered structures with various numbers of DOFs and for all the considered intervals of the 1st natural frequencies. Hence, the maximal ductility demand of MDOF “well-designed” structures could be obtained simply from an equivalent SDOF system, in concordance with the conclusion of Vickery (1970). However, this conclusion is not valid when the P- Δ effect is considered. As presented in figure 5.6 and as discussed in section 5.4.1, the P- Δ effect in nonlinear analysis is more pronounced for higher numbers of DOFs and could even lead to extremely high, unrealistic values of the ductility demand.

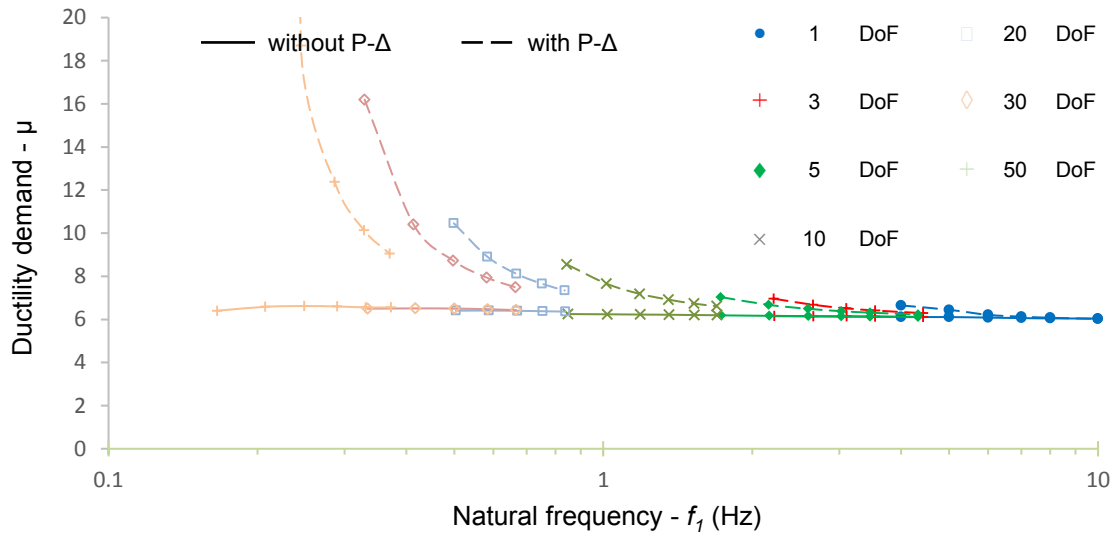


Figure 5.6. Ductility demand (averaged over 60 WLSs and over the considered Iu) as a function of the fundamental frequencies for the specified NDOF and $\beta=0.8$.

To more effectively evaluate the potential gain in terms of the applied force, an interpolation procedure was used to convert the results that were obtained from various nonlinear analyses based on the specified strength factors ($\beta=0.9, 0.8$, and 0.7) to strength reduction percentages

for specified ductility levels. Figure 5.7 shows that even for low-ductility systems ($\mu=2$), the strength reduction percentage is close to 0% for some structures (for NDOF=30 with $f_l=0.24$ Hz and for NDOF=50 with $f_l=0.20$ Hz or less). Hence, nonlinear behavior is not allowed for these structures and structural collapse could occur if the structure exceeds its elastic limit. By analogy to the seismic loading, as presented in section 5.4.1 and as prescribed in design codes, this phenomenon could be interpreted and quantified through the limits on the P- Δ stability coefficient θ . For the seismic loading, the stability coefficient shall not exceed a limit value ($\theta_{max}=0.3$ in Eurocode 8 and $\theta_{max}=0.25$ in ASCE7-16)); otherwise, the structure is considered “*potentially unstable and shall be redesigned*” (ASCE7-16). The limit stability coefficient θ_{max} in the case of wind loading could be obtained from figure 5.7 at the intersection of curves (for different NDOFs) with abscissa axis (the 0% strength reduction percentage line). For example, the obtained limit stability coefficient is $\theta_{max}\cong 0.05$ for the 30- and 50-DOF structures. This is a much lower value of θ_{max} than the prescribed value for the seismic loading, which could be explained by the presence of mean wind speed loading (damage accumulation occurs in one direction only) and the relatively large duration of wind loading compared to seismic loading. Further investigations should be conducted on a wider interval of the 1st natural frequencies to quantify the P- Δ effect on structures that are subjected to wind loading and to determine values of θ beyond which the P- Δ effect could not be neglected.

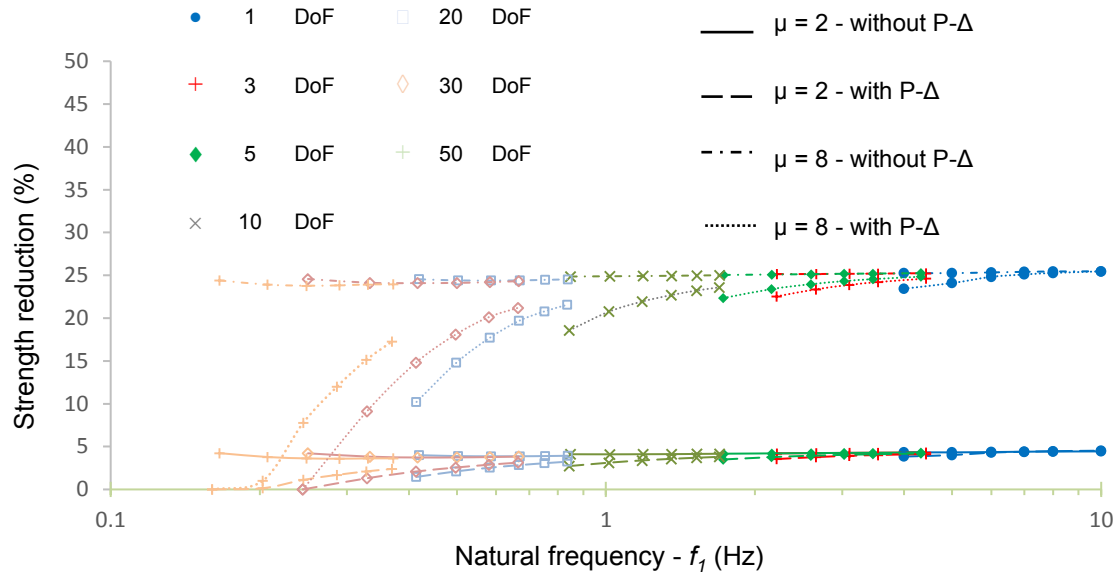


Figure 5.7 Strength reduction percentage (averaged over the 60 WLSs and over the considered I_u) as a function of the fundamental frequencies for the specified NDOF and for $\mu=2$ and $\mu=8$.

5.4.5 Relationship between the strength reduction and the ductility demand for various stiffness post-yield factors

The effect of the stiffness post-yield factor α on the nonlinear behavior of structures that are subjected to wind loading was investigated in previous studies (Feng and Chen, 2018; Gani and Légeron, 2012) on a wide range of α from 0% to 75%; it was concluded that structures subjected to wind loading and designed to develop a higher post-yield stiffness factor α exhibit higher stability and lead to lower ductility demand. Thus, structures with special mechanisms (connections, isolators, or fuses) for enhancing the stiffness post-yield factor, such as the dampers that were developed and tested experimentally in Baiguera et al. (2016), are more likely to profit from ductile behavior and to result in a higher strength reduction percentage for a specified ductility demand. Therefore, all the structures in the current study were reanalyzed with consideration of the P- Δ effect and using $\alpha=7\%$ and $\alpha=10\%$. Figure 5.8 plots the strength reduction percentage as a function of the 1st natural frequency for structures with various

numbers of DOFs and specified ductility demands of $\mu=2, 4, 6$ and 8 . According to figure 5.8, a maximum 40% strength reduction factor could be applied for highly ductile structures ($\mu=8$) with a stiffness post-yield factor of $\alpha=10\%$. This potential gain is significantly higher than for the case of $\alpha=5\%$. For example, the strength reduction percentage that is realized by a high-ductility ($\mu=8$) 50-story building with $f_l=0.24$ Hz when $\alpha=5\%$ is approximately 7% ($\beta=0.93$), which is not interesting practically. It climbs to 30% ($\beta=0.7$) for the same structure when $\alpha=10\%$. However, even with these special structures (with high stiffness post-yield factor), the benefit from the strength reduction percentage is much lower than in the seismic loading case, where the strength reduction percentage could reach 80% ($\beta=0.2$) for structures that are designed with ductility $\mu=6$.

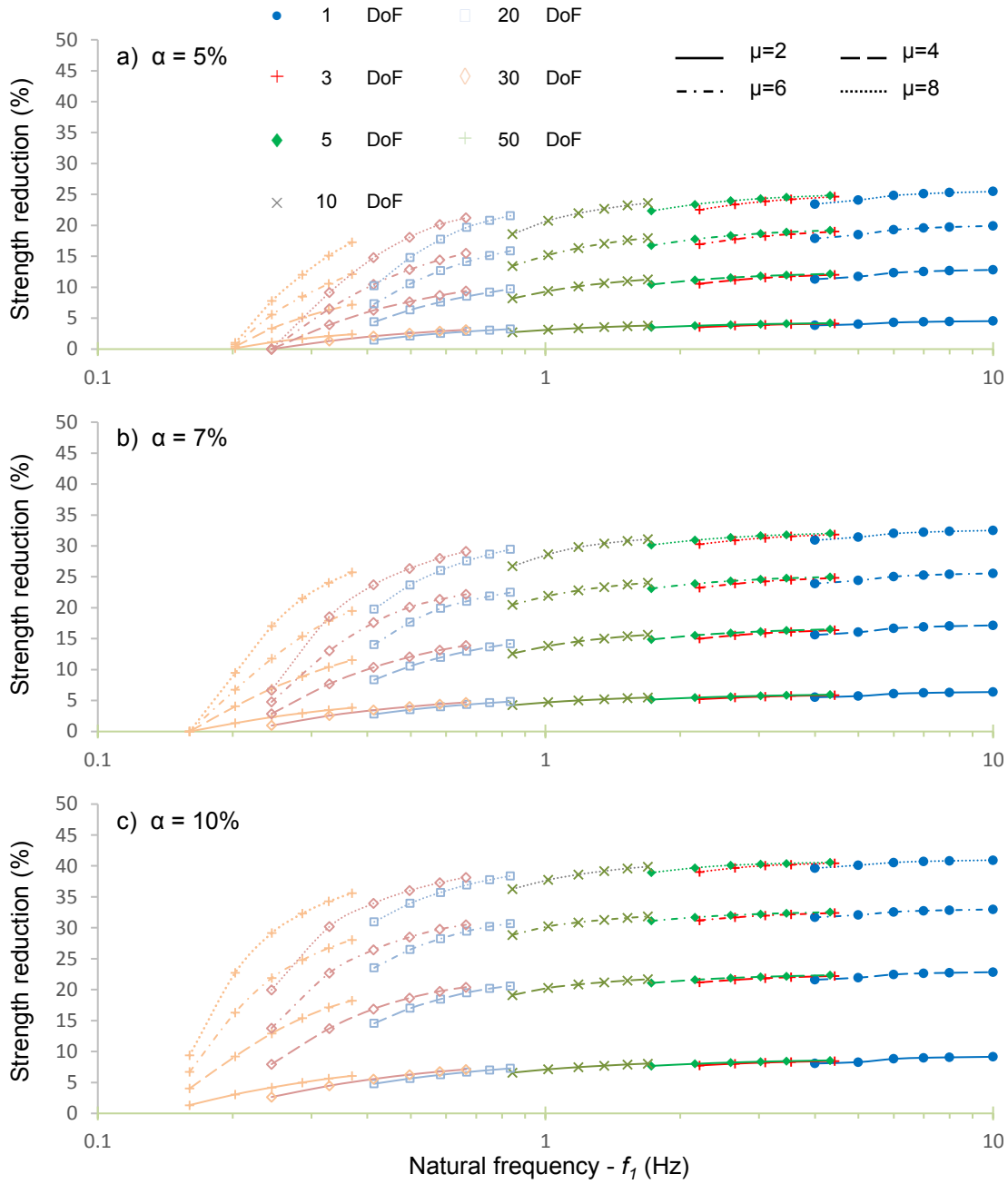


Figure 5.8 Strength reduction percentages (averaged over the 60 WLS and over the considered Iu) as functions of the fundamental frequencies for the specified NDOF and for $\mu=2,4,6,8$; a) $\alpha=5\%$; b) $\alpha=7\%$; and c) $\alpha=10\%$.

5.5 Conclusions

In this study, the relationship between the ductility and the strength reduction factor was established with the inclusion of the P- Δ effect for single- and multi-story buildings that are

subjected to numerically generated extreme wind loadings with various turbulence intensities (I_u). The following structural characteristics were varied: the number of stories (NDOF), the fundamental frequencies (f_l) and the stiffness post-yield factors (α). The results presented in this paper lead to the following conclusions:

- Thirty wind loading samples are sufficient for attaining the average maximal ductility demand for all the considered structures in this study. For lower NDOF structures or structures with a higher strength reduction percentage (lower β), the minimum number of wind loading samples (NWLS) to be used could be reduced.
- The nonlinear performance (maximal ductility demand) of buildings that are subjected to wind loading may fluctuate with the turbulence intensity I_u when a unique wind loading sample is used. However, when the ductility demand is obtained from a high number of WLSs (60 WLSs in this study), the nonlinear response, which is represented by the ductility demand, becomes invariant according to I_u . Hence, the effect of I_u can be neglected in the context of this study to establish a relationship between the ductility and the strength reduction factor.
- The relationship between the ductility and the strength reduction factor is invariant with respect to the number of stories (NDOF) and the fundamental frequencies f_l when the P- Δ effect is not considered. However, it was demonstrated that the P- Δ effect is pronounced and could not be neglected for buildings with higher numbers of levels (NDOFs) and/or for buildings with lower fundamental frequencies f_l (more flexible) and could even cause structural collapse for structures for which nonlinear behavior is not allowed. Thus, the P- Δ effect should not be neglected when investigating the nonlinear behavior of buildings that are subjected to wind loading, even though the

stability coefficients θ are relatively small compared to the limits of θ that are prescribed in seismic design codes.

- The applicable strength reduction percentage for a specified ductility demand could be significantly improved when special buildings that are designed with a high stiffness post-yield factor α are considered.
- In ideal conditions, with very ductile structures ($\mu=8$) and with a high stiffness post-yield factor (10%), the reduction in the force is limited to 40%.

Further investigation should be conducted, similarly to the current study, to establish the relation between the increase percentage of the mean wind speed that a structure could resist when a specified ductility value is ensured and the mean wind speed that is used in the linear design. First, structures that can resist a specified mean wind speed should be designed. Then, the ductility demand should be evaluated for these structures at higher wind speeds. The results of such a parametric study could demonstrate that structures that are designed in the elastic range can resist higher wind speeds. Furthermore, the comprehensive parametric study that is presented in this paper was conducted using a simplified design procedure to span a large array of structural and analysis parameters. Ductility demand studies should also be conducted on case studies of high- and medium-rise buildings that are designed with multiple load cases according to design codes. In addition, future studies should be conducted using real wind records on MDOF structures to evaluate the use of numerically generated wind. Finally, a parametric study is required for quantifying the P- Δ effect as a function of the stability coefficient θ to determine the value of θ_{lim} below which the P- Δ effect can be neglected in nonlinear analysis and to determine the value of θ_{max} above which the structure is potentially unstable.

Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the National Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) for this financial support of this research project and the Fonds de recherche du Québec sur la nature et les technologies (FRQNT) for the financial support of the Centre d'études interuniversitaire des structures sous charges extrêmes (CEISCE). Computations were performed on the Mammouth (MP2) supercomputer from Université de Sherbrooke, which is managed by Calcul Québec and Compute Canada. The operation of this supercomputer is funded by the Canada Foundation for Innovation (CFI), the ministère de l'Économie, de la science et de l'innovation du Québec (MESI) and the Fonds de recherche du Québec - Nature et technologies (FRQ-NT).

CHAPITRE 6 ANALYSE AVEC VENT RÉEL

6.1 Introduction

L'étude des structures soumises à des charges de vent à partir des mesures directes des vitesses de vent réel lors des ouragans permet de valider les résultats obtenus à partir des analyses de vent généré numériquement. Comme présenté dans la section 3.3.2, La majorité des recherches précédentes se sont focalisées sur les analyses avec le vent généré numériquement vu la complexité des mesures des vitesses de vent réel, en particulier lors des événements extrêmes comme les ouragans. De plus, mesurer des vitesses de vent corrélées en plusieurs points en même temps permet non seulement d'étudier les caractéristiques des champs de vitesse de vent, mais aussi d'accomplir des analyses dynamiques non linéaires dans le domaine temporel sur des structures multiétagées.

Dans ce contexte, un projet a été mis en place pour mesurer les vitesses de vent lors des ouragans à la côte Sud-Est des États-Unis (Floride), une région périodiquement exposée à des tempêtes (ouragans) très violentes. Le projet *Florida Coastal Monitoring Program* (FCMP) décrit dans Balderrama et al. (2011) a permis de mesurer les vitesses de vent lors des ouragans les plus importants en Floride entre 2003 et 2008. Des données de mesure de vitesses de 5 ouragans nous ont été fournies : Isabelle (2003), Ivan (2004), Katrina (2005), Rita (2005) et Wilma (2005). Les données des mesures synchronisées de longues durées à deux niveaux d'altitude (à 5 m et 10 m) des vitesses et des directions de vent permettront d'analyser le comportement non linéaire des structures sous charges de vent réel.

6.2 Méthodologie

Les données fournies par FCMP ont été déjà exploitées par Gani et Légeron (2012) dans l'étude du comportement non linéaire des structures à SDOF soumises à des charges de vent d'ouragans estimées par l'approche quasi-statique. Dans le contexte de cette étude, la méthode d'analyse

développée dans les Chapitre 4 et Chapitre 5 a été utilisée dans le but d'étudier le comportement non linéaire des structures soumises à des charges de vent d'ouragans calculées à partir de l'approche indicelle, via des analyses dynamiques dans le domaine temporel en considérant l'effet P- Δ . De plus, pour être cohérent dans la comparaison avec le cas du vent généré numériquement, les mêmes caractéristiques géométriques et structurales des bâtiments à étudier ont été considérées pour cette étude à l'exception de la hauteur des étages des bâtiments qui devient 5 m au lieu de 4 m pour se conformer aux données du vent (voir section 5.3). L'étude s'est focalisée sur les 5 enregistrements des ouragans, pour les structures à un seul DDL et 2 DDLs pour les mêmes plages de fréquences et les paramètres d'analyses déjà établis dans le Chapitre 5 tout en conservant la même méthodologie de représentation des résultats, soient la demande en ductilité en fonction de la fréquence propre pour des valeurs de β spécifiques, puis le pourcentage de réduction des forces en fonction des fréquences propres pour des valeurs de ductilité μ spécifiques.

6.3 Les charges de vent des ouragans

6.3.1 Vitesses de vent

Les enregistrements fournis des vitesses de vent des ouragans sont relativement longs (14 à 50 heures) mesurés avec une fréquence de 10 Hz ($\Delta t = 0.1$ s). Alors, dans le but d'optimiser le temps d'analyse, des périodes de pics de vitesses de vent ayant une durée de 3 ou 4 heures ont été sélectionnées. Les figures 6.1 et 6.2 représentent respectivement l'historique des vitesses et directions de vent pour l'ouragan Isabelle à 10 m à titre d'exemple. L'intervalle de 12 à 16 heures représentant le pic des vitesses du vent est caractérisé par une variation relativement importante de la direction de vent. En fait, lorsque l'ouragan ne passe pas par le point de mesure, il est caractérisé par un seul pic de vitesse de vent ainsi que par une variation importante de direction à l'approche de la distance minimale entre la trajectoire de l'ouragan et le point d'observation. Par contre, dans le cas de l'ouragan Wilma passé par le point de mesure, l'historique des vitesses de vent (voir figure 6.3) présente deux pics ayant des directions opposées (voir figure 6.4) avec des variations de direction relativement faibles pour chaque pic de vitesses. Ainsi, dans le cas de l'ouragan Isabelle, l'intervalle entourant le pic de vitesses sera sélectionné et la direction la plus défavorable (par projection) sera considérée pour l'analyse des structures. Pour le cas de l'ouragan Wilma, le 2^{ème} pic seulement a été sélectionné parce que les

deux pics ont des effets inverses sur les structures. Les figures 6.5 et 6.6 illustrent les projections des vitesses de vent selon les directions les plus défavorables pour les ouragans Isabelle et Wilma respectivement pour toute la durée enregistrée des ouragans alors que les données relatives aux intervalles d'étude sélectionnés sont illustrées dans les figures 6.7 et 6.8. Les graphiques des autres ouragans sont présentés dans l'annexe A.2 et le tableau 6.1 résume les caractéristiques des échantillons des ouragans utilisés dans cette étude.

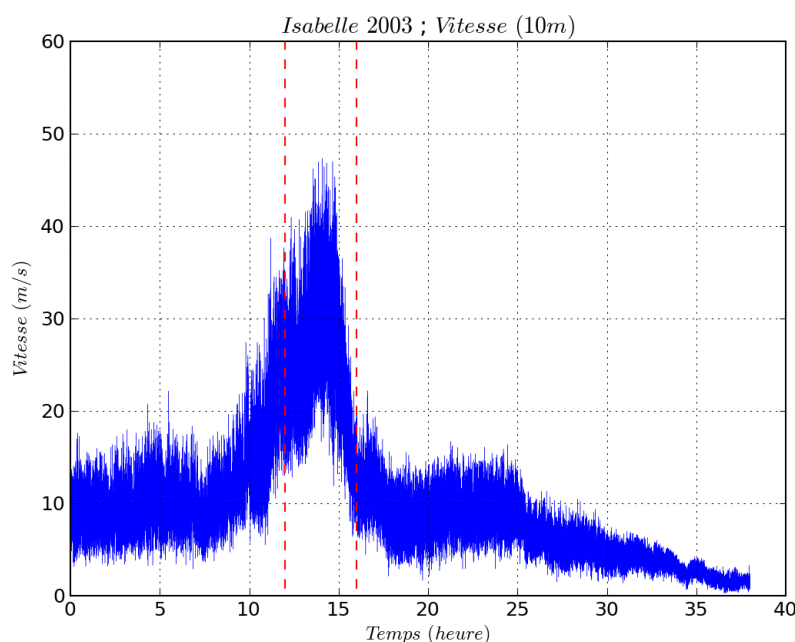


Figure 6.1 Historique des vitesses du vent durant l'ouragan Isabelle à 10 m

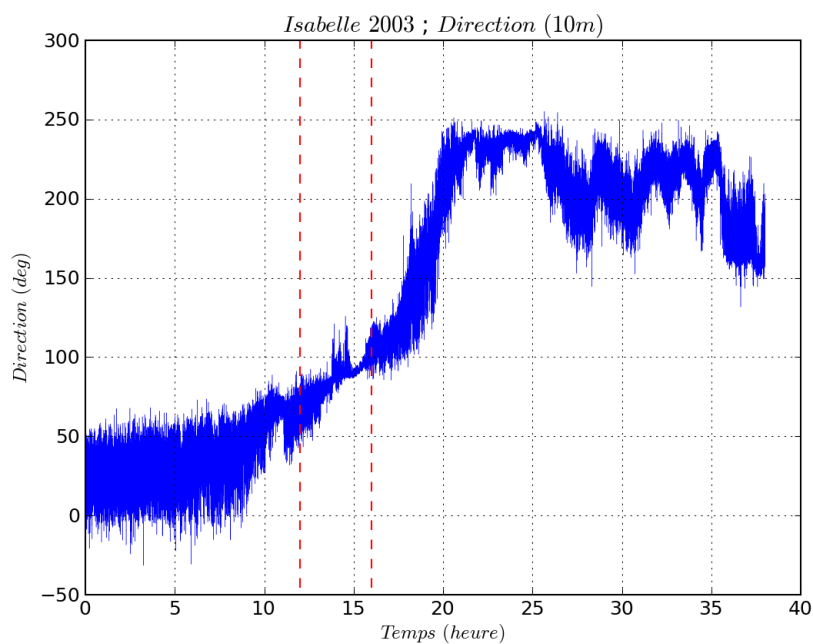


Figure 6.2 Historique des directions du vent durant l'ouragan Isabelle à 10 m

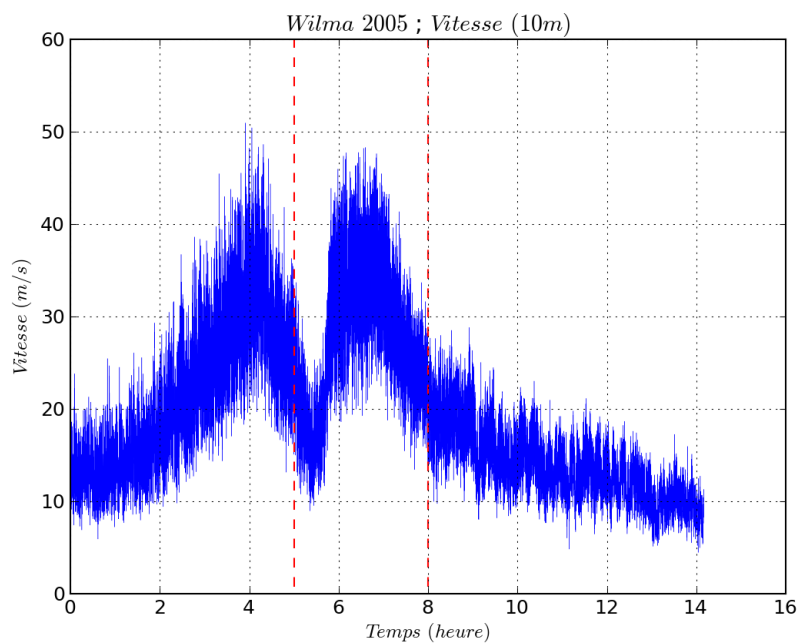


Figure 6.3 Historique des vitesses totales du vent durant l'ouragan Wilma à 10 m

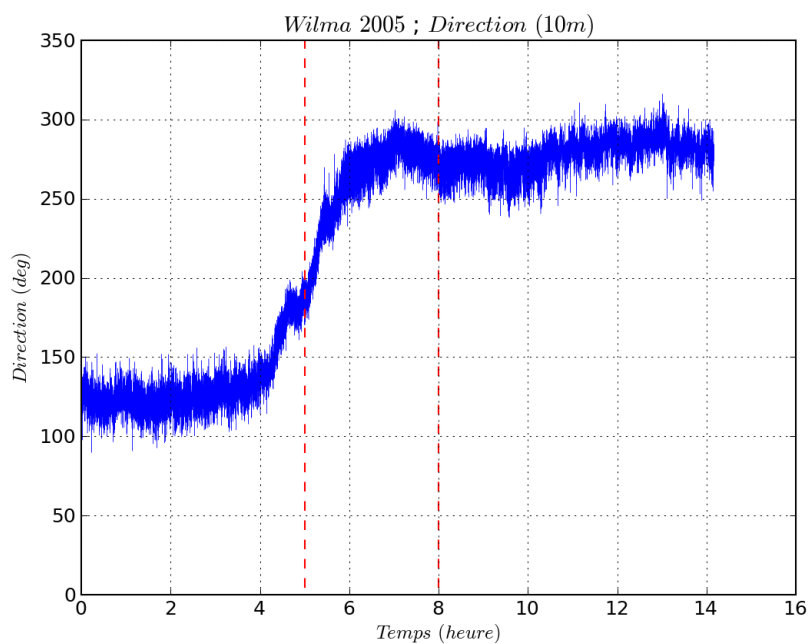


Figure 6.4 Historique des directions du vent durant l'ouragan Wilma à 10 m

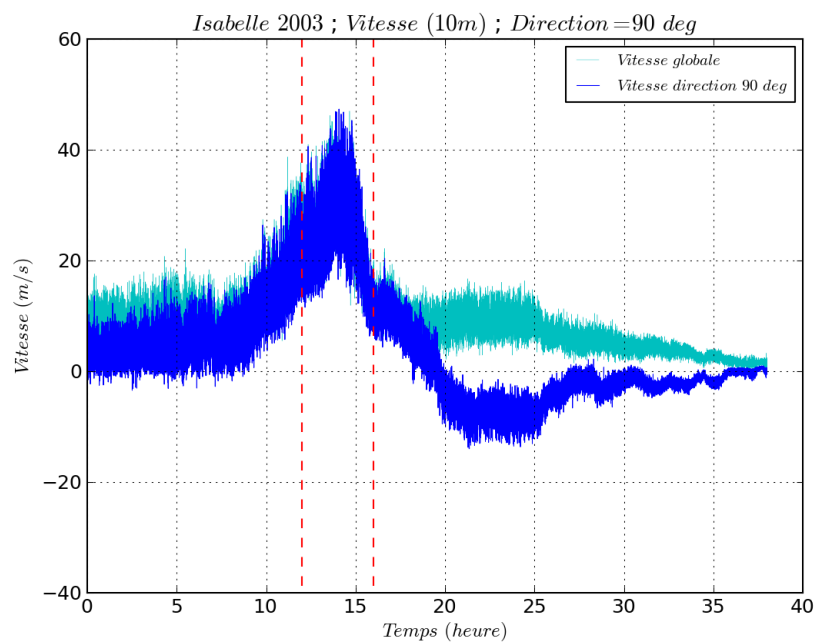


Figure 6.5 Historique des vitesses totales du vent et de la projection à 90° durant l'ouragan Isabelle à 10 m

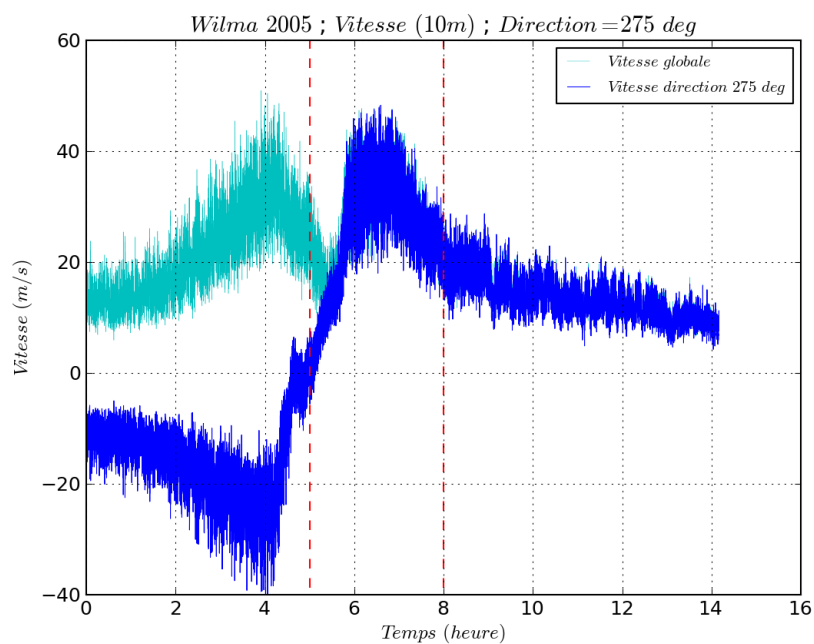


Figure 6.6 Historique des vitesses totales du vent et de la projection à 275° durant l'ouragan Wilma à 10 m

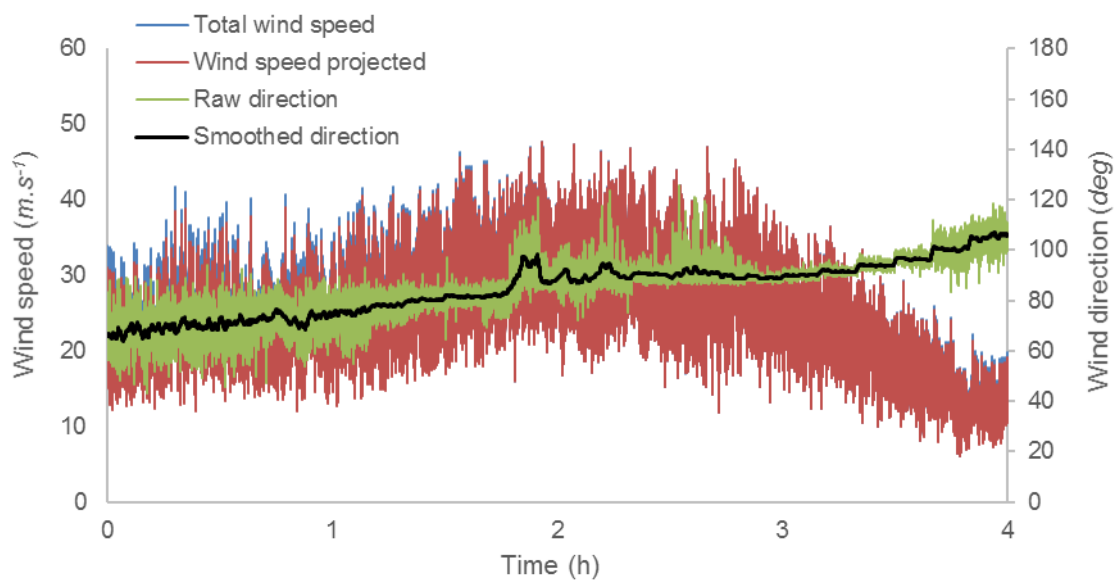


Figure 6.7 Historique des vitesses et des directions de l'ouragan Isabelle dans l'intervalle d'études à 10m

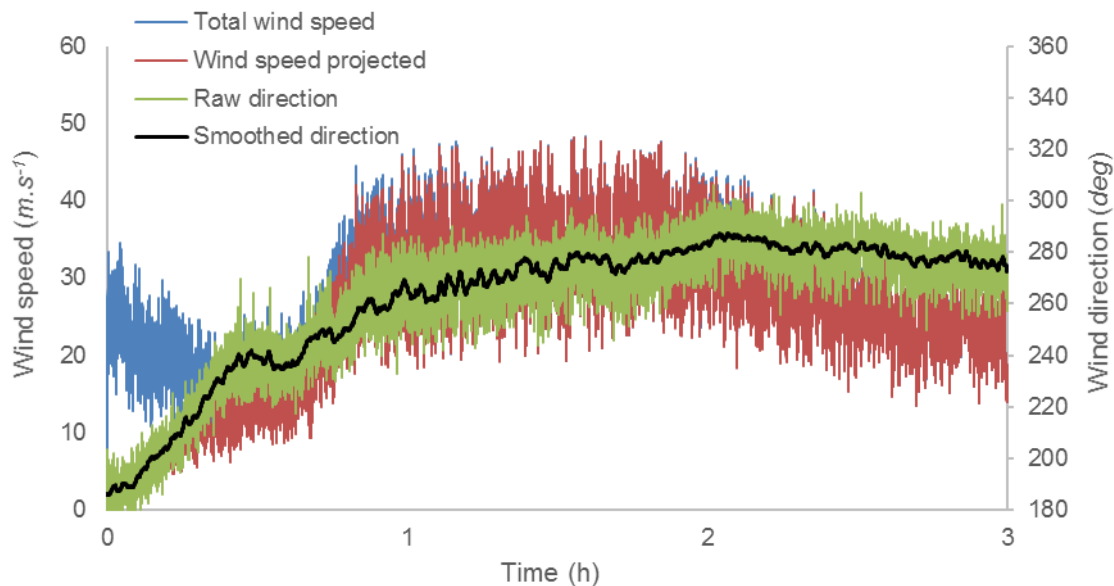


Figure 6.8 Historique des vitesses et des directions de l'ouragan Wilma dans l'intervalle d'études à 10m

Tableau 6.1 Caractéristiques des parties sélectionnées des ouragans (d'après Gani et Légeron, 2012)

<i>Ouragan</i>	<i>Catégorie</i>	<i>Intervalle d'étude (h)</i>	<i>Durée de l'échantillon (h)</i>	<i>Direction dominante (°)</i>	$\overline{U}(z=10m)$ ($m.s^{-1}$)	$I_u(z=10m)$ (%)
Isabelle (2003)	II	12 - 16	4	90	28.6	16.6
Ivan (2004)	III	33 - 37	4	140	23.9	19.7
Katrina (2005)	III	12 - 16	4	25	19.8	18.5
Rita (2005)	III	14 - 17	3	-20	19.7	15.9
Wilma (2005)	III	5 - 8	3	275	33.9	13.9

6.3.2 Forces de vent

Les historiques des forces de vent ont été calculés à partir des historiques des vitesses de vent en adoptant l'approche indicielle telle que décrite dans la section 4.4. La spécificité avec les mesures de vent réel est la projection dans la direction générant les vitesses de vent maximales. Les forces de vent ont été calculées d'abord en utilisant les mesures de vitesses du vent total (non projeté). Par la suite, la considération des forces de vent selon la direction la plus défavorable s'est faite en multipliant la vitesse de vent à chaque instant par le cosinus de l'angle que fait le vent à chaque instant par rapport à la direction du vent dominant.

Il est à préciser que les mesures des directions de vent engendrent des fluctuations importantes à cause de la méthode sonique des appareils de mesure. Ces fluctuations non réalistes ont été filtrées lors du calcul des forces de vent sur le signal brut des vitesses de vent; mais en procédant à la projection des forces de vent sur la direction dominante, les historiques des directions de vent ont généré à nouveau des fluctuations qui ont dû être filtrées. La fonction de moyenne mobile sur une durée d'une minute a été appliquée sur les signaux de directions de vent pour éliminer ces fluctuations telle qu'illustrée dans les figures 6.7 et 6.8 pour le cas des ouragans Isabelle et Wilma respectivement. Les figures 6.9 et 6.10 montrent les historiques des forces de vent total et projeté selon les directions du vent dominant pour le cas des ouragans Isabelle et Wilma respectivement.

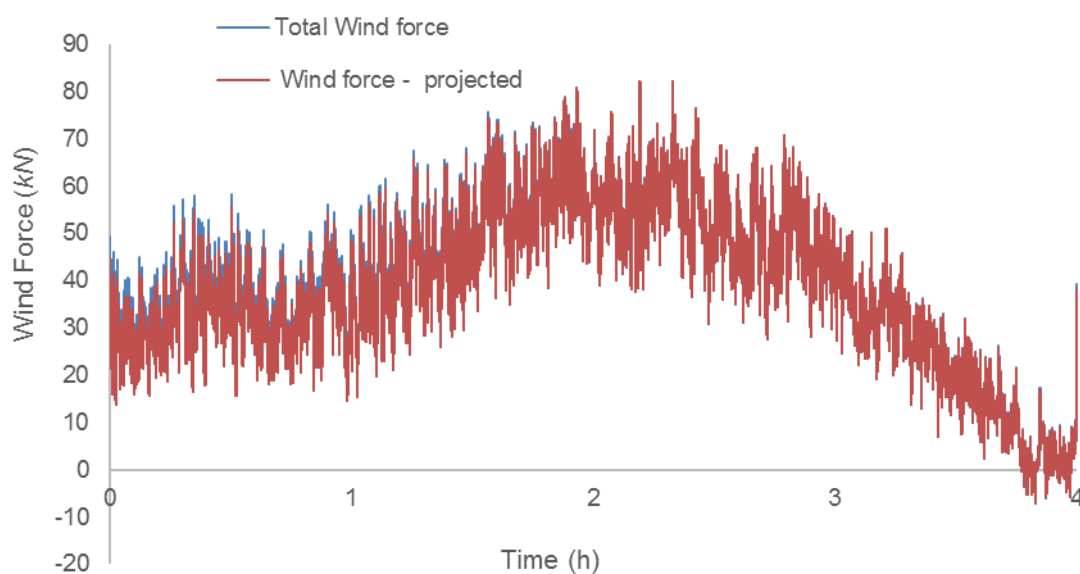


Figure 6.9 Historique des forces de vent total et la projection de la force à la direction 90° pour l'ouragan Isabelle à 10 m

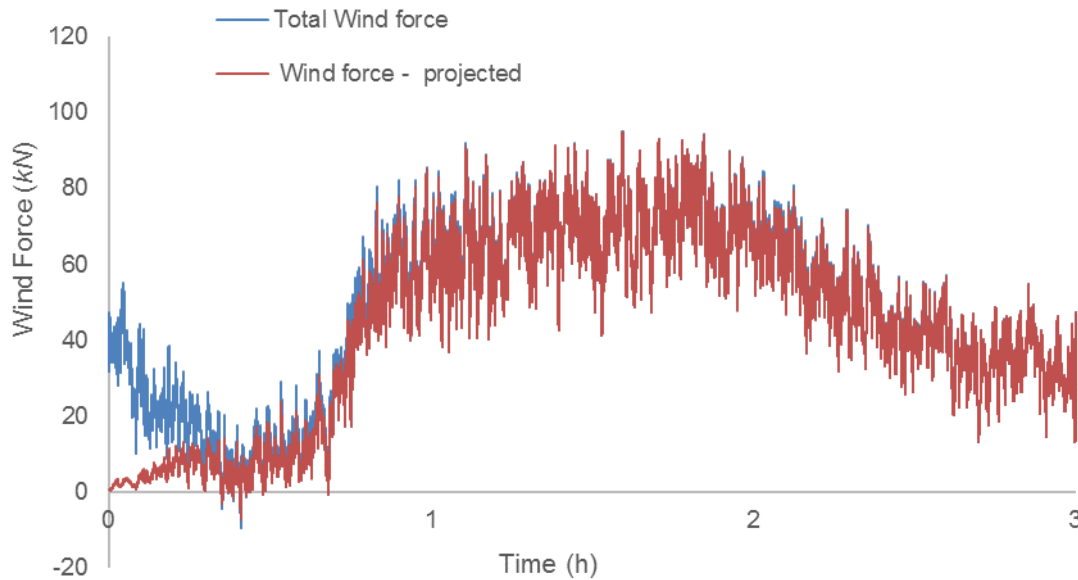


Figure 6.10 Historique des forces de vent total et la projection de la force à la direction 90° pour l'ouragan Wilma à 10 m

6.4 Résultats

Les demandes en ductilité obtenues à partir de l'analyse dynamique non linéaire des structures à 1 DDL et 2 DDLs soumises aux charges de vent réel sont similaires à celles des structures soumises à des charges de vent généré numériquement. La figure 6.11 présente la demande en ductilité en fonction des fréquences propres pour les structures à 1 DDL et 2 DDLs dans le cas de réduction de force de 20% ($\beta=0.8$) et pour un facteur de rigidité post-élastique de $\alpha=5\%$ dans le cas du vent réel et celui généré numériquement. La figure 6.11 montre que les résultats obtenus dans le cas du vent réel ont suivi exactement les mêmes tendances du cas du vent généré numériquement en termes de l'influence des fréquences propres des structures et en termes de l'effet P- Δ . Les mêmes constatations s'appliquent aussi à la figure 6.12 qui représente les réductions des forces en fonction des fréquences propres pour une valeur de ductilité $\mu=8$ et pour des structures ayant un facteur de rigidité post-élastique $\alpha=10\%$. Ainsi, il est possible de conclure que l'étude effectuée avec le vent généré numériquement est valide et que les résultats sont cohérents avec ceux du vent réel.

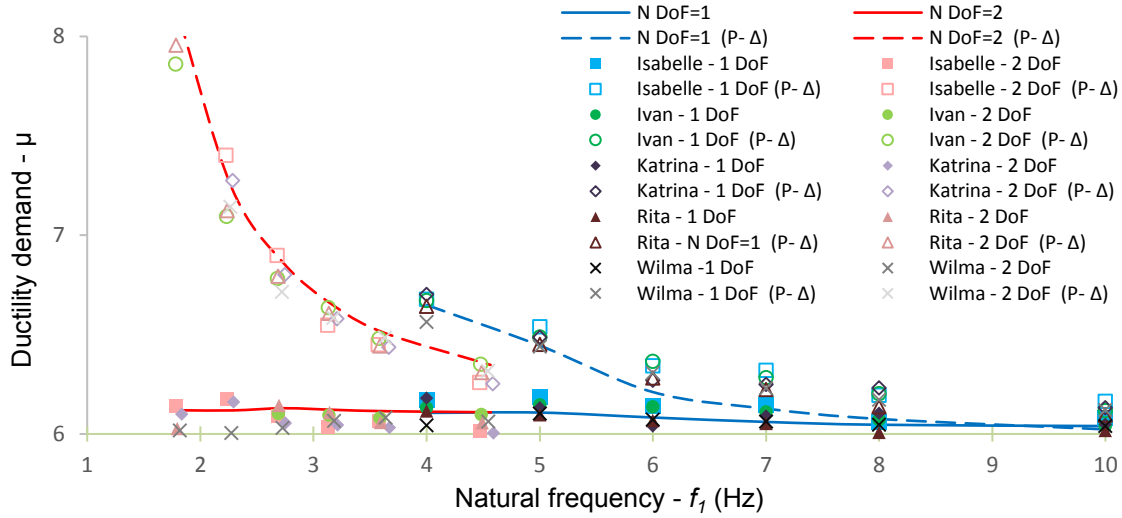


Figure 6.11 La demande en ductilité en fonction de la fréquence propre pour NDOF=[1,2], $\beta=0.8$ et $\alpha=0.05$

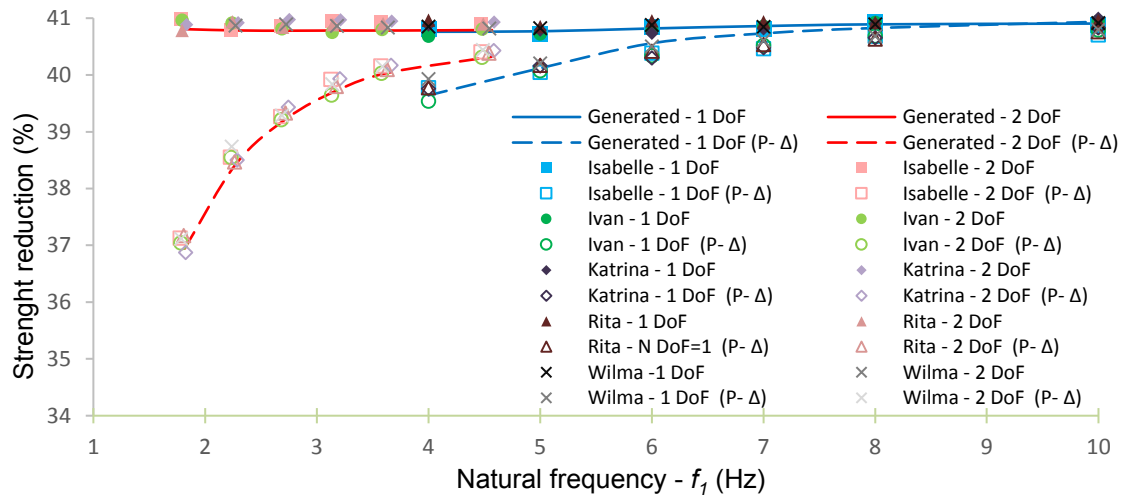


Figure 6.12 La réduction de force en fonction de la fréquence propre pour NDOF=[1,2], $\mu=8$ et $\alpha=0.1$

6.5 Conclusion

En conclusion, cette étude a permis de montrer que les résultats des études effectuées avec le vent généré numériquement sont conformes à ceux avec le vent réel. De plus, puisque les mêmes allures des graphiques donnant la demande en ductilité ou la réduction de force en fonction des fréquences propres sont obtenues dans le cas du vent réel et le vent généré numériquement, les mêmes conclusions déjà établies dans le Chapitre 5 sont aussi valides pour le cas du vent réel malgré la différence entre les deux cas de vent surtout au niveau de la variation de la direction

pour les ouragans. La fréquence propre et le nombre d'étages n'influencent pas la demande en ductilité si l'effet $P-\Delta$ est non considéré. Cependant, dans le cas où l'effet $P-\Delta$ est pris en compte, la fréquence propre et le nombre d'étages peuvent affecter considérablement la demande en ductilité; l'effet $P-\Delta$ est plus important pour les structures plus flexibles ainsi que pour les structures ayant un plus grand nombre d'étages.

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS

L'objectif ultime de ce projet de recherche était d'établir une relation entre la réduction de force et les valeurs spécifiques correspondantes de ductilité à prévoir dans les bâtiments multiétagés soumis à des charges de vent turbulent dans le but de justifier des économies potentielles lors du processus de dimensionnement par analogie au cas des charges sismiques.

Une synthèse bibliographique sur le comportement non linéaire des structures sous charges de vent turbulent et les paramètres les plus importants qui lui sont associés a permis de définir les différentes méthodes d'analyses et les approches d'estimation des charges de vent proposées dans la littérature. La considération de l'approche dynamique dans le domaine temporel était bien justifiée dans le contexte de ce projet de recherche.

Dans l'optique de répondre aux objectifs spécifiques de ce projet de recherche, premièrement, une étude paramétrique spécifique consacrée à l'établissement d'une stratégie solide pour l'étude du comportement dynamique non linéaire des structures sous charges de vent a été accomplie. Précisément, cette étude a permis de proposer des recommandations non seulement sur les différentes approches convertissant les vitesses de vent en forces, mais aussi sur les paramètres structuraux et d'analyse à utiliser dans le cadre d'une étude paramétrique générale. Ceci a permis de lancer un grand nombre de simulations ayant permis d'établir la relation entre la réduction de forces et la ductilité spécifique pour le cas des charges de vent et en fonction des paramètres structuraux les plus importants (fréquences propres, nombre d'étages et facteur de rigidité post-élastique) tout en considérant la non-linéarité géométrique due à l'effet P- Δ . Enfin, la validation des résultats obtenus à partir du vent généré numériquement a été accomplie en utilisant quelques enregistrements de vitesses de vent d'ouragans.

Les conclusions les plus pertinentes déduites de cette étude sont:

- Dans le chapitre 4, l'analyse du comportement dynamique des structures sous un chargement unique de vent a permis de conclure : i) l'approche quasi-statique pour le calcul des forces de vent est plus sécuritaire dans un processus de dimensionnement. Cependant, l'approche indicielle produit des demandes en ductilité plus importantes dans le contexte d'une structure dimensionnée à l'état ultime et développant des excursions plastiques; ii) la durée des échantillons de vent peut influencer considérablement la demande en ductilité. Des simulations d'une heure sont recommandées; cependant, des simulations de 10 min sont acceptables. Les structures qui développent des facteurs de rigidité post-élastique importants moyennant des dispositifs spéciaux peuvent donner de l'intérêt à l'exploitation de la ductilité pour effectuer des économies dans le cas des charges de vent; iii) L'amortissement de Rayleigh peut être utilisé dans le cas des analyses non linéaires avec des charges de vent sans procurer des taux d'amortissement excessifs lors de la plastification de quelques étages. L'amortissement aérodynamique, évalué numériquement, est négligeable dans le contexte des analyses avec grandes déformations.
- Dans le chapitre 5, l'étude paramétrique avec plusieurs échantillons de vent a permis de conclure : i) trente échantillons de vent sont suffisants pour l'évaluation de la moyenne de la demande en ductilité maximale; ii) l'intensité de la turbulence n'a pas d'effet sur la réponse non linéaire maximale lorsque plusieurs échantillons de vent sont utilisés. Cependant, dans le cas d'un seul échantillon de vent, son effet est variable; iii) la demande en ductilité est indépendante de la fréquence propre et du nombre d'étages du bâtiment si l'effet P- Δ est ignoré; néanmoins, la considération de cet effet dans les analyses peut affecter considérablement la demande en ductilité. En général, l'effet est plus important pour les structures les plus flexibles et/ou ayant un plus grand nombre d'étages; iv) la réduction de forces maximale pouvant être obtenue avec des structures très ductiles ($\mu=8$) et ayant des dispositifs spéciaux (facteur de rigidité post-élastique de 10%) est de l'ordre de 40% ($R=1,67$).
- Dans le chapitre 6, la comparaison des résultats des analyses avec du vent réel (des mesures de vitesses de vent des ouragans) à ceux des analyses avec du vent généré numériquement a permis de valider l'approche d'utilisation du vent généré numériquement, dans le but d'étudier le comportement non linéaire des structures

soumises à des charges de vent; ceci en dépit des différences entre le vent des ouragans et le vent généré numériquement surtout au niveau de la variation de la direction.

Récapitulatif

La question de recherche de ce projet était d'évaluer à quel point on peut profiter de la ductilité dans le dimensionnement des structures multiétagées soumises à des charges de vent. La stratégie d'analyse mise en place dans ce projet et l'étude paramétrique qui a suivi ont permis d'établir qu'une réduction de force est possible dans le cas des structures très ductiles et ayant un facteur de rigidité post-élastique élevé. Cependant, cette réduction de force est limitée en pratique à des économies au niveau du système de reprise des charges latérales seulement et non pas à tous les éléments structuraux. En fait, la force de cisaillement maximale après réduction de force dans le système non linéaire n'est pas limitée et n'est donc pas nécessairement plus faible que la force de cisaillement dans le cas linéaire (sans réduction de forces; $\beta=1$). Alors, l'objectif principal de réduire les forces agissantes sur l'ensemble de la structure et le coût des composantes structurales n'est pas nécessairement atteint.

Perspectives

Du moment qu'une faible réduction de force pour le dimensionnement du système de reprise des charges latérales dans certains cas de structures a été obtenue numériquement et étant donné que le pourcentage de réduction n'est pas comparable à celui du cas sismique, la question de recherche : « pourquoi ne pas profiter de la ductilité pour réduire les forces de vent comme pour le cas sismique? », pourrait être posée autrement : à quel point peut-on justifier et quantifier qu'une structure donnée pourrait résister à des vitesses de vent plus grandes que celles du dimensionnement en exploitant la ductilité ? Ainsi, voici quelques propositions de perspectives pour ce projet :

- Étendre cette étude paramétrique sur des intervalles de fréquences plus larges dans le but de quantifier l'effet P- Δ dans le cas des charges de vent similairement au cas sismique : établir les limites du coefficient de stabilité θ au-delà desquelles, l'effet P- Δ pourrait être négligé ou doit être considéré.

- Reprendre ce même projet autrement pour étudier l'influence de la vitesse moyenne de vent; plus précisément, dimensionner des structures non linéairement sous les charges sismiques et linéairement sous les charges de vent, puis faire augmenter la vitesse moyenne du vent en évaluant la demande en ductilité. Ceci pourrait avoir un intérêt pour quantifier à quel point une structure pourrait réellement résister à une vitesse de vent plus grande que la vitesse de dimensionnement moyennant sa ductilité.
- Réaliser des simulations numériques sur des bâtiments multiétagés dimensionnés réellement selon des normes et pouvant développer une certaine ductilité en utilisant les méthodes d'interaction fluide-structures. Ceci permettrait de valider l'estimation des réductions de force estimées dans cette étude. Il sera aussi intéressant d'étudier la répartition des charges et le comportement ductile local dans l'ensemble des éléments structuraux.
- Effectuer une étude expérimentale de soufflerie sur un modèle de structure considérant les phénomènes aéroélastiques et valider expérimentalement les résultats de cette étude.
- Développer des mécanismes et des dispositifs spéciaux permettant d'améliorer la réponse non linéaire des structures soumises à des chargements de vent extrêmes.

ANNEXE A DONNÉES DES VITESSES DE VENT

A.1 Vent généré numériquement

A.1.1 Présentation de WindGen

Le programme de génération de vent numériquement a été mis en place dans sa première version par Hang et al. (2005). Puis il a été développé en créant une interface facilitant son utilisation en mai 2006. WindGen génère numériquement la partie turbulente du vent en se basant sur la méthode de représentation spectrale proposée dans Shinozuka, M. et Deodatis, G. (1991) et Deodatis, G. (1996). Le vent peut être généré par plusieurs modèles de spectres :

- Spectre de Solari et Piccardo
- Spectre générique (il est personnalisable)
- Spectre de Kaimal (se basant sur le spectre générique)
- Spectre de Simu et Scanlan (se basant sur le spectre générique)

La procédure de génération de la partie turbulente du vent se fait selon ces étapes :

- Choisir le nombre d'échantillons de vent à générer;
- Préciser l'emplacement du fichier (.txt) contenant le nombre et les coordonnées des points de génération du vent;
- Fixer la dimension du vent généré (uni, bi ou tridimensionnelle);
- Préciser la pulsation de coupure $\omega_u = 2\pi f_c$ où f_c est la fréquence de coupure déterminant le pas de temps de génération du vent, $\Delta t = \frac{1}{2.f_c}$;
- Choisir le nombre des fréquences contrôlant la précision de la génération du vent;

- Sélectionner le spectre à utiliser et modifier les caractéristiques (z_0 et u^*) du vent à générer dans le fichier « spectra_*nom-du-spectre*.dat »;
- Entrer l'emplacement et le préfixe des fichiers à générer;
- Activer le post-traitement pour vérifier les résultats de la génération du vent.

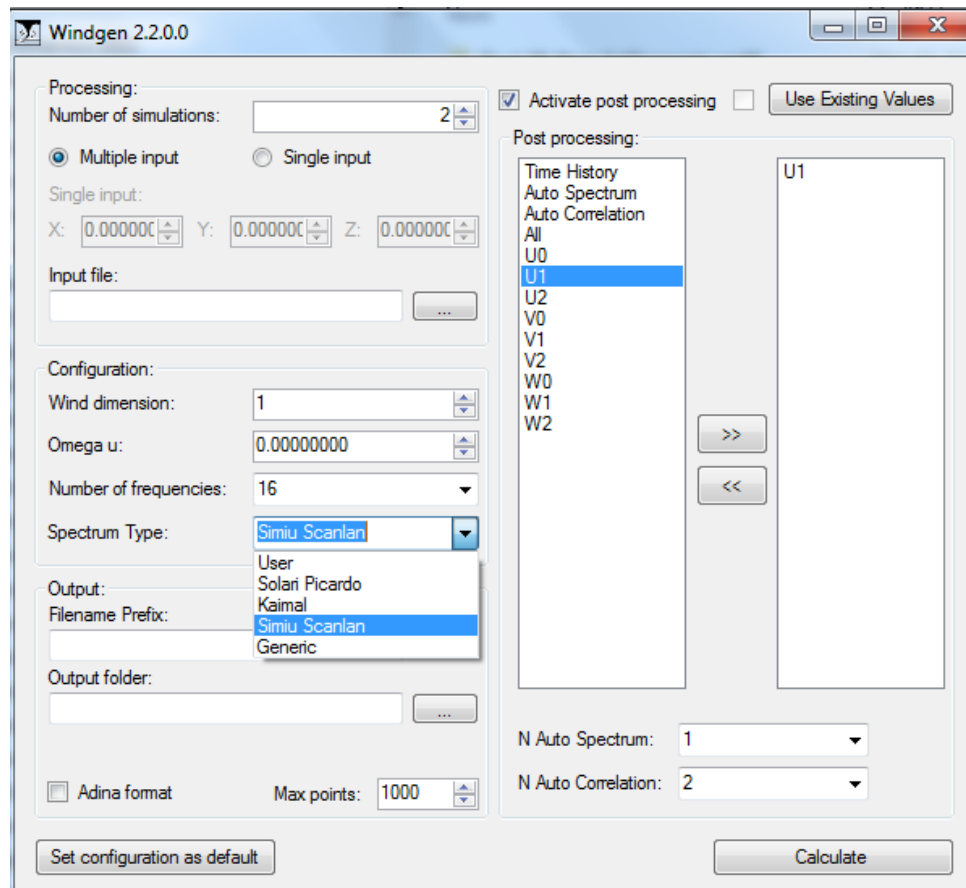


Figure A.1: L'interface d'utilisation de WindGen

A.1.2 Processus de génération de vent

Le processus de génération de vent se fait en 3 étapes principales : la préparation, la génération et la vérification.

- La préparation :

La préparation des données nécessaires à la génération de vent via WindGen utilise les équations présentées à la section 2.2. Pour générer un échantillon de vitesses de vent ayant une vitesse

moyenne $\overline{U}(z=10 \text{ m})$ et une intensité de turbulence $Iu(z=10 \text{ m})$, on calcule la longueur de rugosité z_0 à partir de l'équation (2.9) puis la vitesse de cisaillement du vent u^* à partir de l'équation (2.8). Ces données et celles de corrélation (section 2.2.4), sont introduites dans le fichier source de génération de WindGen correspondant au spectre de vent à utiliser. Dans cette étude le spectre de Simiu et Scanlan (1996) donné par l'équation (2.10) est. Le tableau A.1 présente les caractéristiques du vent introduites dans WindGen pour $\overline{U}(z=10 \text{ m})=40 \text{ m.s}^{-1}$ et en fonction des différentes Iu considérées dans cette étude. Les coordonnées des points où le vent est généré sont introduites dans un fichier à part. Dans cette étude, chaque échantillon contient les vitesses de vent de 50 points de 4 m à 200 m en hauteur.

Tableau A.1 Caractéristique du vent généré numériquement

$Iu(z=10) (\%)$	$z_0 (\text{m})$	$u^* (\text{m.s}^{-1})$
10	0.0004540	1.6
15	0.0127263	2.4
20	0.0673795	3.2
25	0.1831564	4
30	0.3567399	4.8
35	0.5743262	5.6
40	0.8208500	6.4
45	1.0836802	7.2

- **La génération :**

Les paramètres de l'interface de WindGen sélectionnés pour cette étude sont:

- Le nombre de simulations : 60 échantillons
- La fréquence de coupure : $\omega_u=10 \pi \cong 31.415$ ce qui est équivalent à un pas de temps des échantillons générés $\Delta t=0.1 \text{ s}$
- Le nombre de divisions fréquentielles : $N=1024$ pour s'assurer que le spectre du vent généré suit correctement le spectre cible.

- **La vérification :**

Puisque le processus de génération est aléatoire, WindGen propose de vérifier les spectres générés et leurs corrélations. De plus, les spectres, les intensités de turbulence et les corrélations de quelques signaux ont été vérifiés à part. Toutes les vérifications effectuées ont montré que les résultats du processus de génération étaient conformes à moins de 5% d'erreur. La Figure A.2 illustre un exemple de signal de vitesses de vent généré par WindGen.

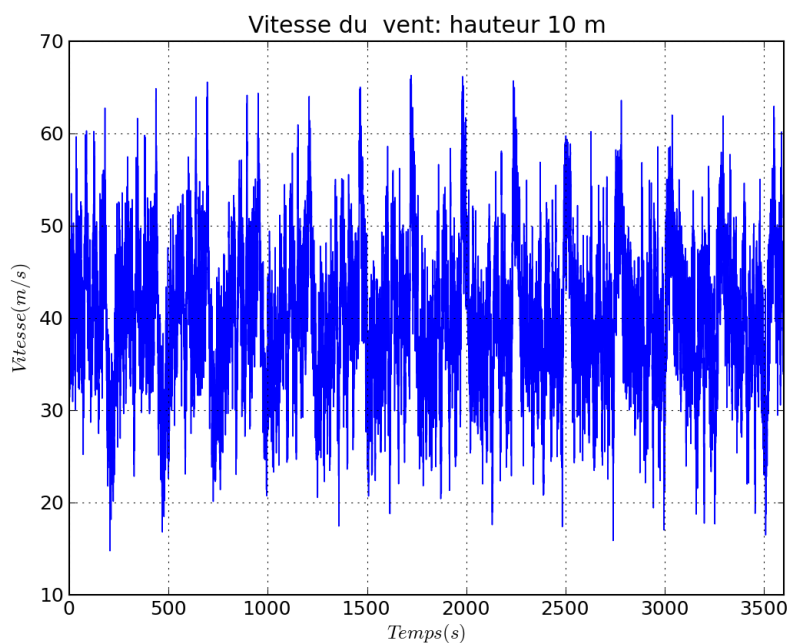


Figure A.2 Historique de vitesses de vent généré numériquement à 8 m ($U_{moy}=40\text{ms}^{-1}$, $Iu=15\%$)

A.2 Vent réel : ouragans

A.2.1 Ouragan Isabelle en 2003

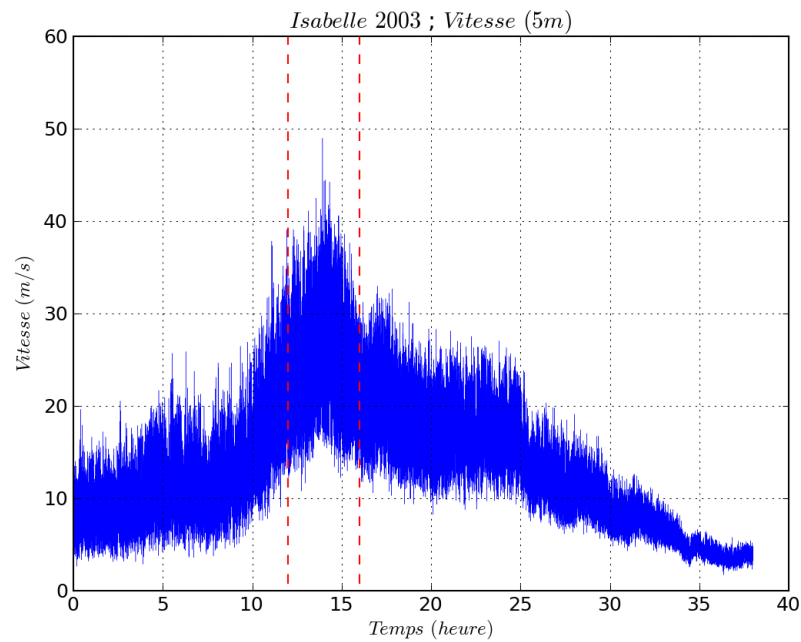


Figure A.3 Historique de la vitesse totale du vent durant l'ouragan Isabelle à 5m

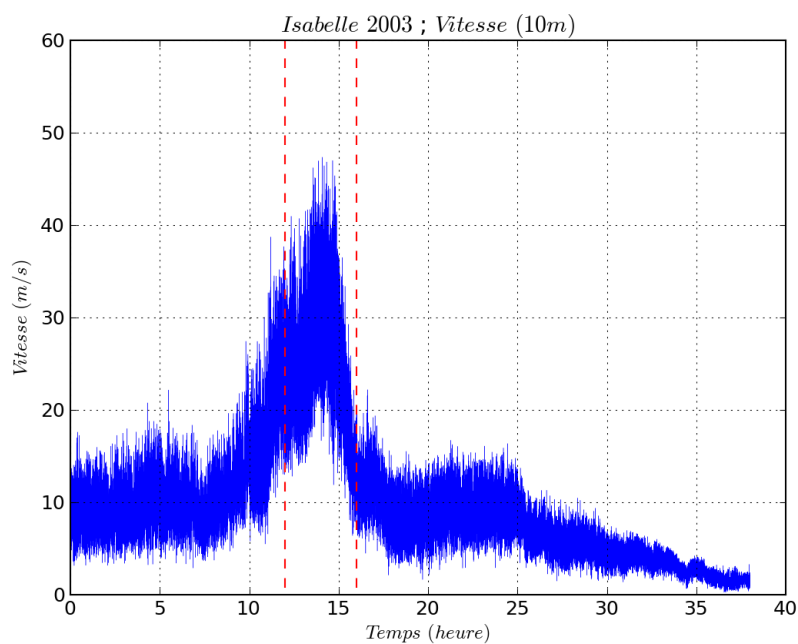


Figure A.4 Historique de la vitesse totale du vent durant l'ouragan Isabelle à 10m

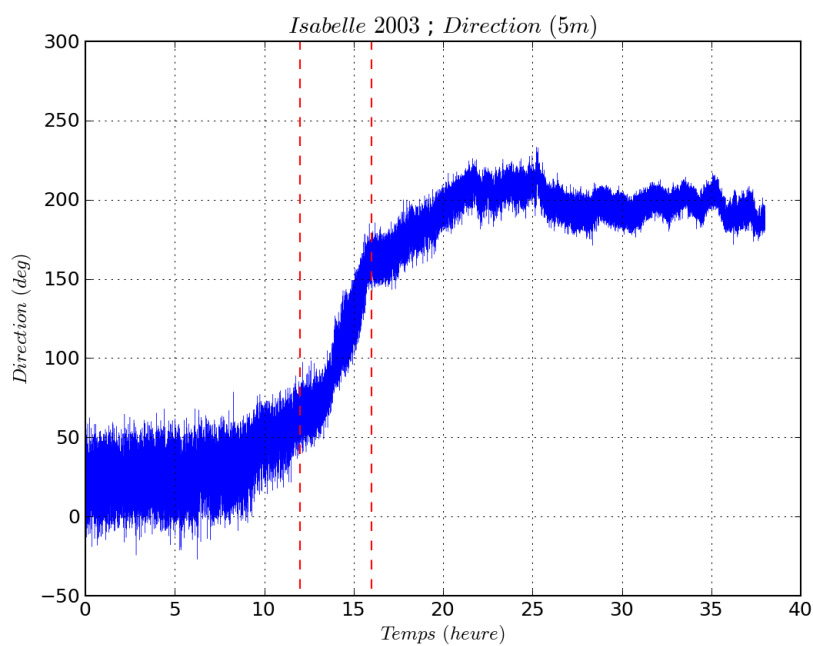


Figure A.5 Historique de la direction horizontale du vent durant l'ouragan Isabelle à 5m

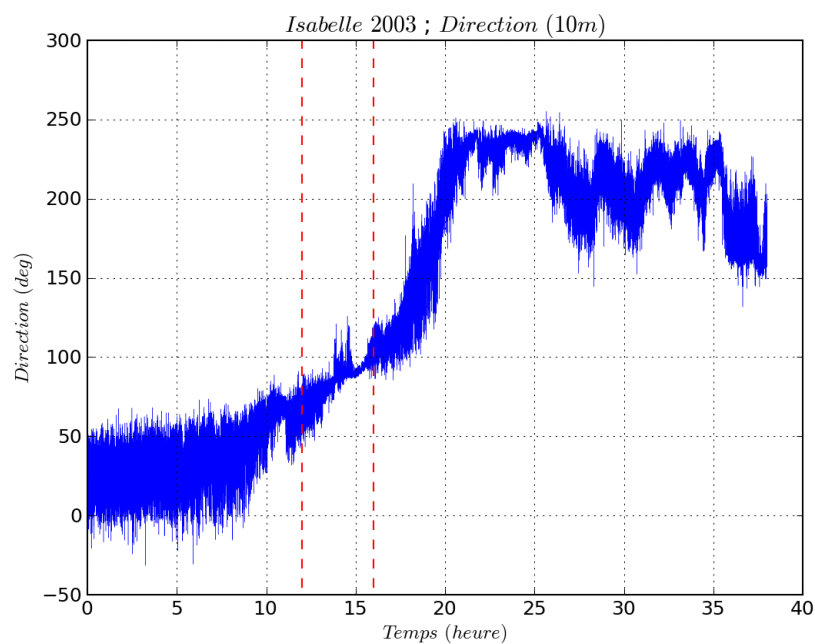


Figure A.6 Historique de la direction horizontale du vent durant l'ouragan Isabelle à 10m

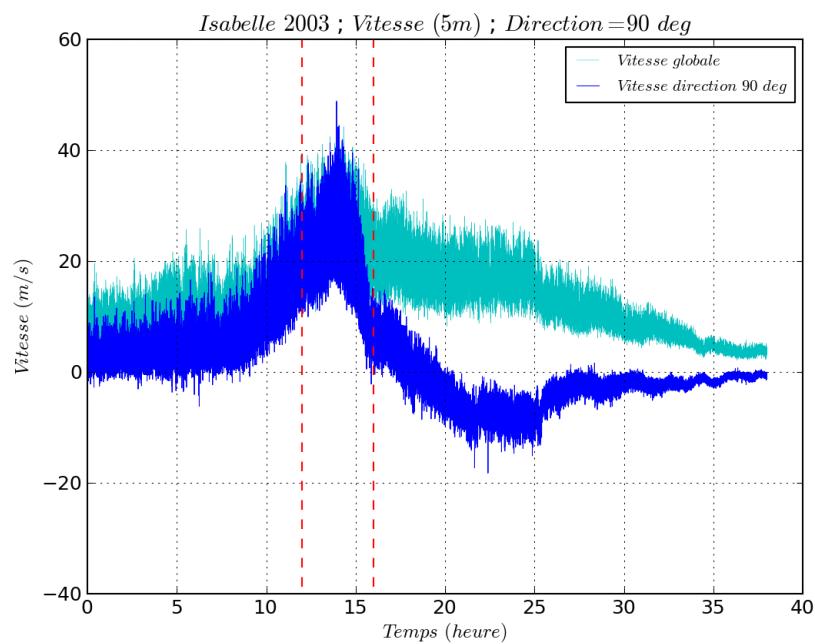


Figure A.7 Historique de la vitesse totale du vent et de la direction 90° durant l'ouragan Isabelle à 5m

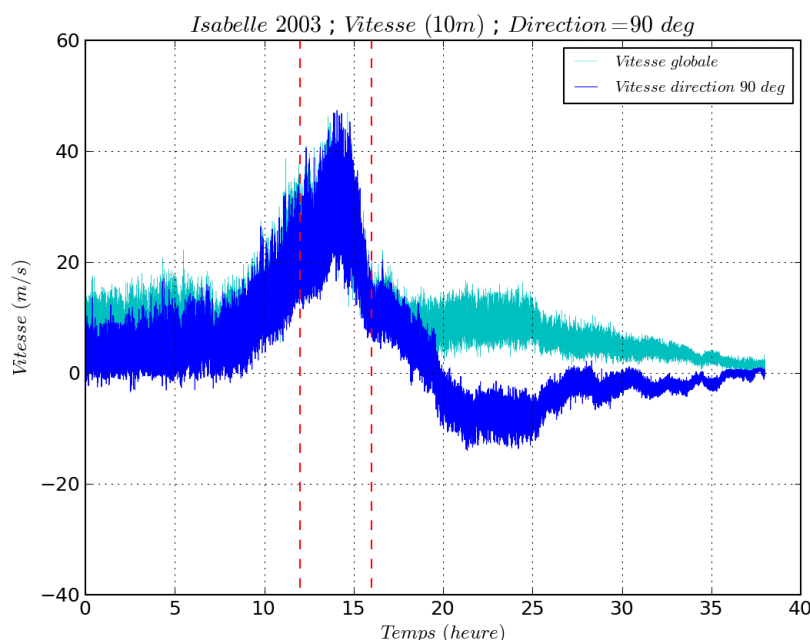


Figure A.8 Historique de la vitesse totale du vent et de la direction 90° durant l'ouragan Isabelle à 10m

Commentaires : Cet enregistrement a duré 38 heures. Il est caractérisé par un pic de vitesse de vent entre la 12^{ème} et la 16^{ème} heure pour les deux niveaux (figures A.3 et A.4) et la vitesse de vent atteint les 45m.s^{-1} .

La direction du vent passe de 25° environ pour les 10 premières heures et atteint 200° environ à partir de la 20^{ème} heure (figures A.5 et A.6); entre les deux directions, il y a un changement assez rapide de la direction du vent de 175° environ. Cela veut dire que le centre de l'ouragan est passé proche de l'anémomètre. Les figures donnant la vitesse du vent dans la direction 90° (figures A.7 et A.8) confirment cela puisque la vitesse devient négative à partir de la 18^{ème} heure environ.

On s'est concentré sur la période du pic de vitesse, la période où l'ouragan est le plus proche de l'anémomètre. On remarque que la direction où le vent semble être le plus fort est la direction 90° puisque les deux courbes de vitesse globale et la projection de la vitesse dans la direction 90° se superposent presque complètement dans l'intervalle de l'étude (12^{ème} à 16^{ème} heure) surtout pour l'altitude 10m.

A.2.2 Ouragan Ivan en 2004

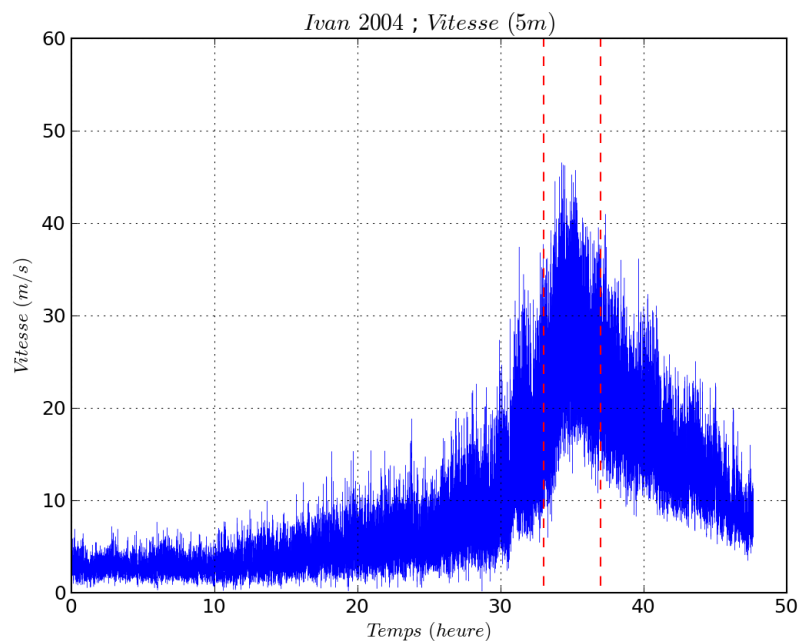


Figure A.9 Historique de la vitesse totale du vent durant l'ouragan Ivan à 5m

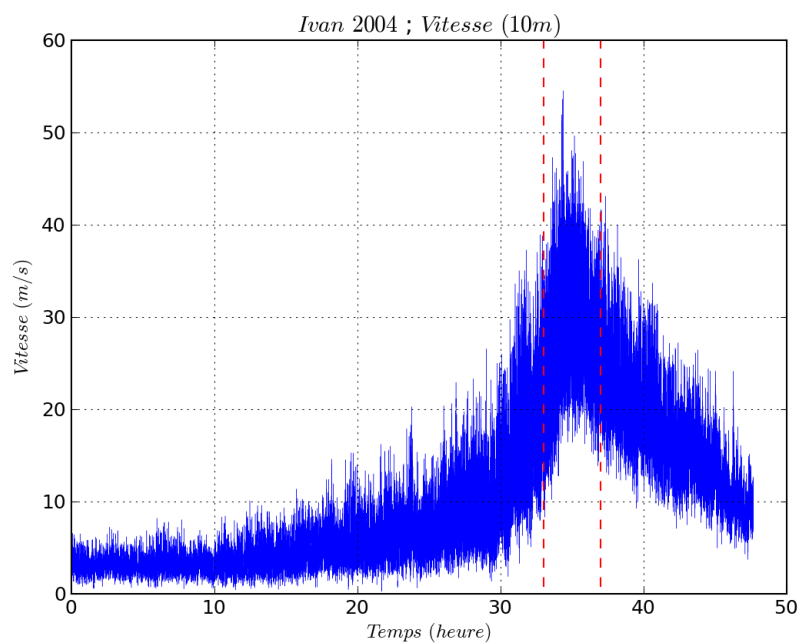


Figure A.10 Historique de la vitesse totale du vent durant l'ouragan Ivan à 10m

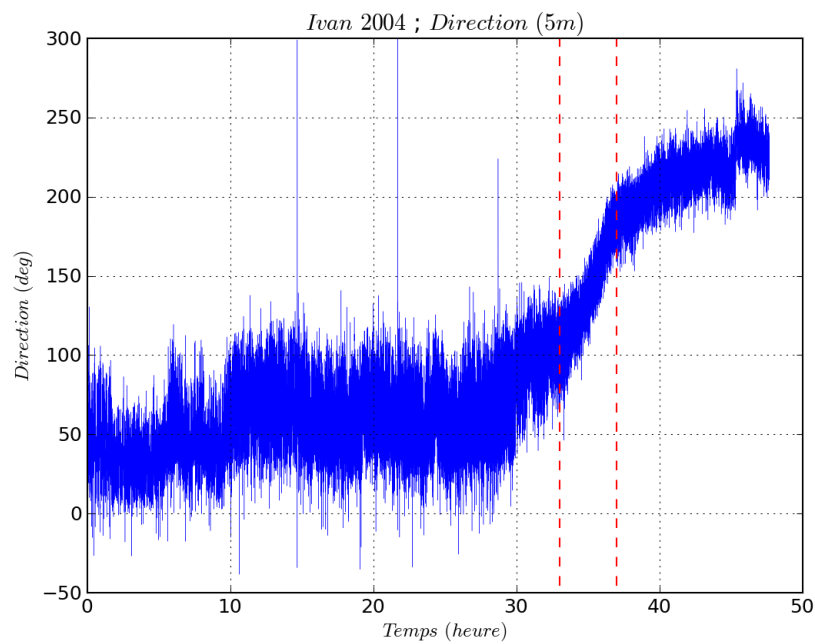


Figure A.11 Historique de la direction horizontale du vent durant l'ouragan Ivan à 5m

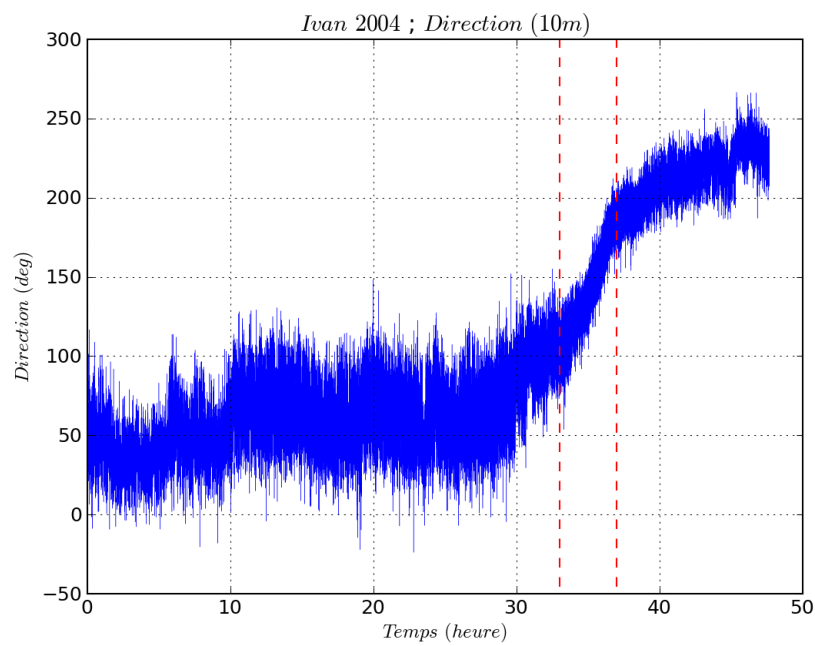


Figure A.12 Historique de la direction horizontale du vent durant l'ouragan Ivan à 10m

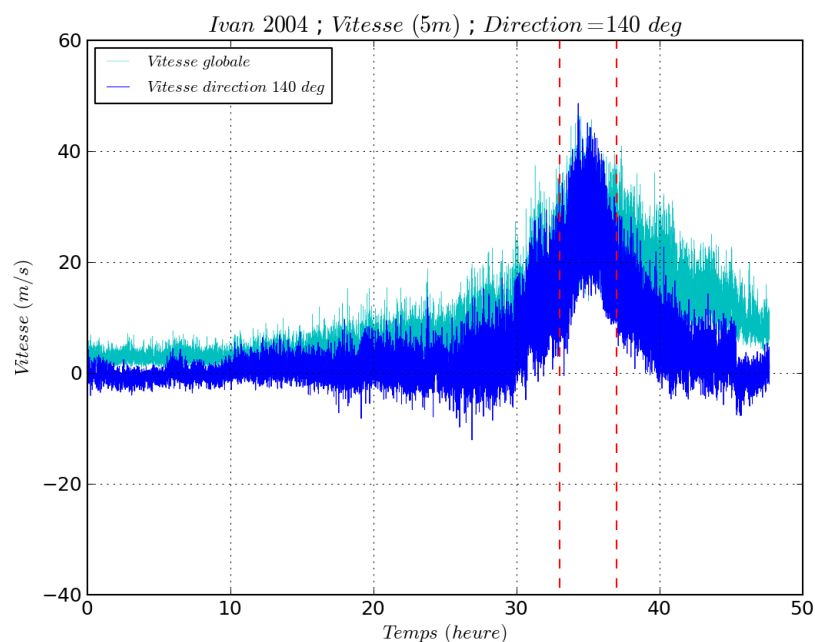


Figure A.13 Historique de la vitesse totale du vent et de la direction 140° durant l'ouragan Ivan à 5m

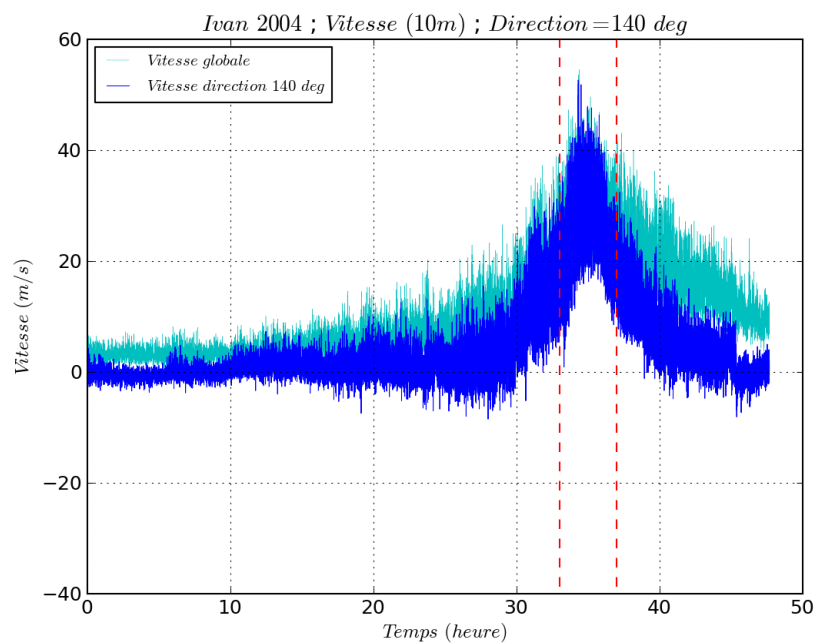


Figure A.14 Historique de la vitesse totale du vent et de la direction 140° durant l'ouragan Ivan à 10m

Commentaires : Cet enregistrement a duré 47 heures. Il est caractérisé par un pic de vitesse de vent entre la 33^{ème} et la 37^{ème} heure pour les deux niveaux (figures A.9 et A.10) et la vitesse de vent atteint les 45m.s^{-1} .

La direction du vent passe de 50° environ pour les 30 premières heures et atteint 220° environ à partir de la 40^{ème} heure (figures A.11 et A.12); entre les deux directions, il y a un changement assez rapide de la direction du vent de 170° environ. Cela veut dire que le centre de l'ouragan est passé proche de l'anémomètre pour cet ouragan aussi. Les figures donnant la vitesse du vent dans la direction 140° (figures A.13 et A.14) confirment cela.

Pareille à l'ouragan précédent, on s'est concentré sur la période du pic de vitesse, la période où l'ouragan est le plus proche de l'anémomètre. On remarque que la direction où le vent semble être le plus fort est la direction 140° puisque les deux courbes de vitesse globale et la projection de la vitesse dans la direction 140° se superposent presque complètement dans l'intervalle de l'étude (33^{ème} à 37^{ème} heure).

A.2.3 Ouragan Katrina en 2005

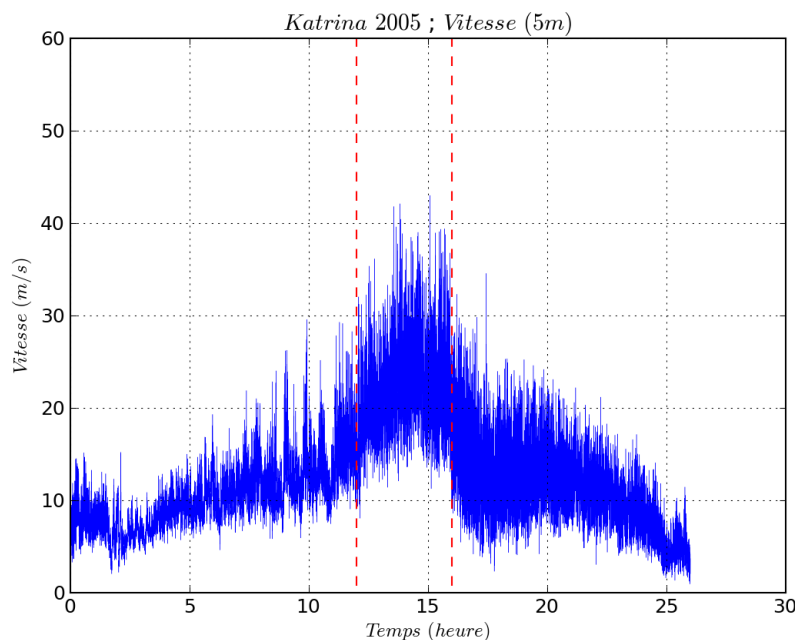


Figure A.15 Historique de la vitesse totale du vent durant l'ouragan Katrina à 5m

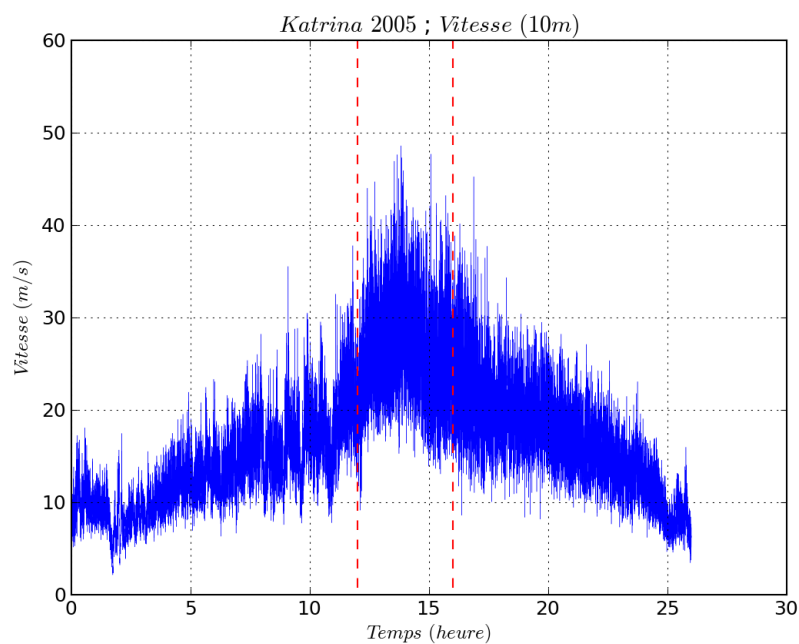


Figure A.16 Historique de la vitesse totale du vent durant l'ouragan Katrina à 10m

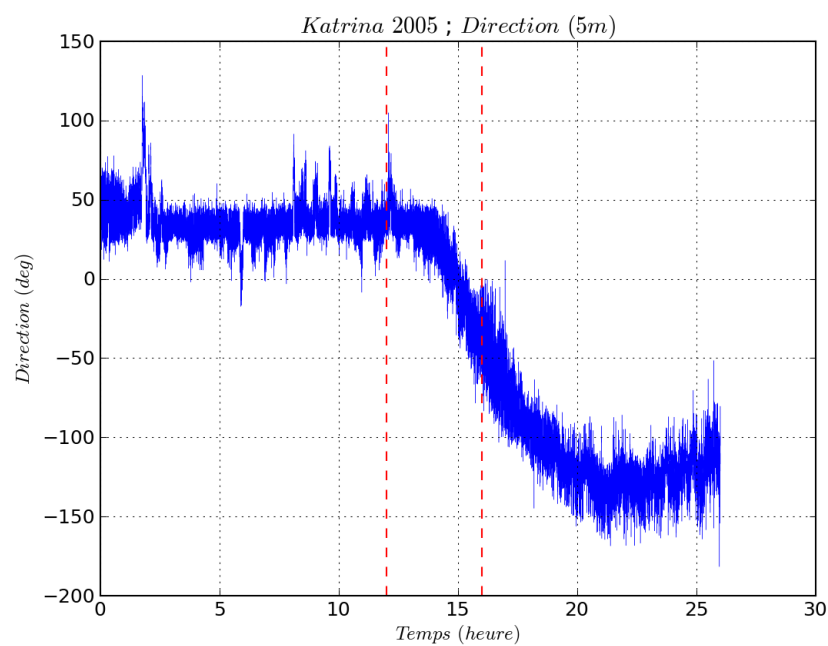


Figure A.17 Historique de la direction horizontale du vent durant l'ouragan Katrina à 5m

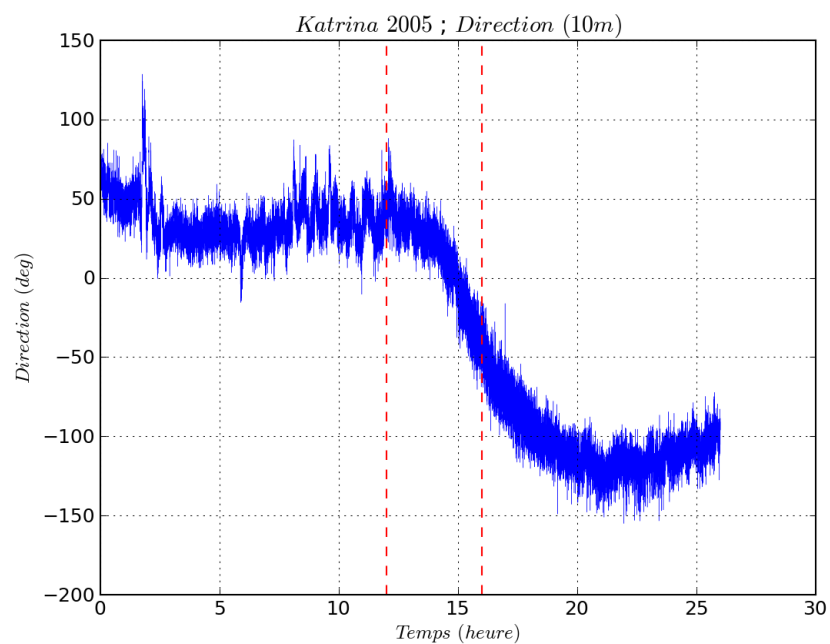


Figure A.18 Historique de la direction horizontale du vent durant l'ouragan Katrina à 10m

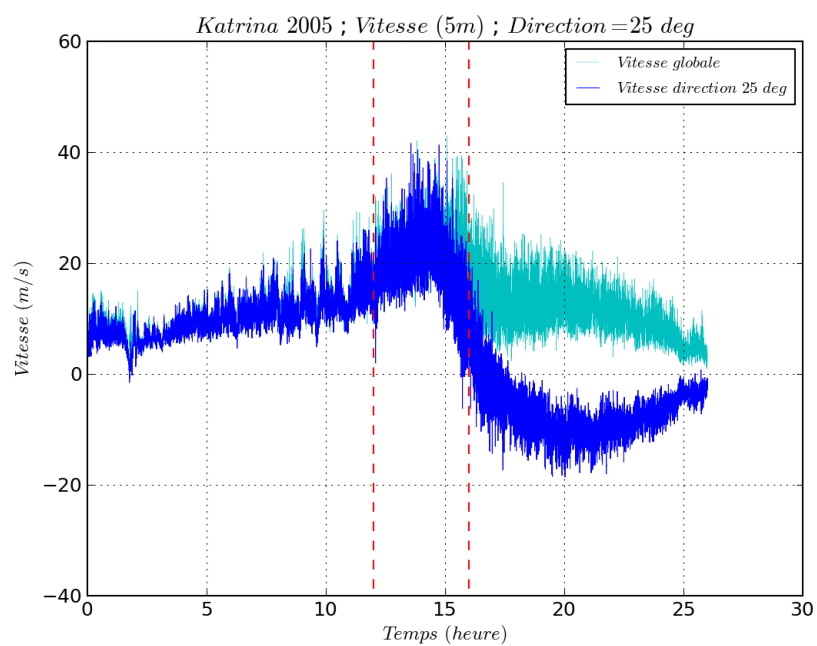


Figure A.19 Historique de la vitesse totale du vent et de la direction 25° durant l'ouragan Katrina à 5m

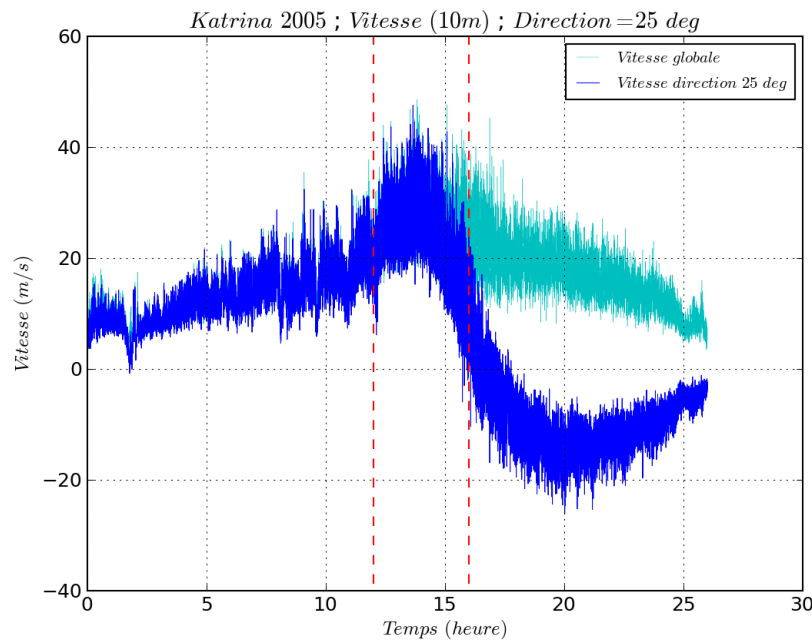


Figure A.20 Historique de la vitesse totale du vent et de la direction 25°, ouragan Katrina à 10m

Commentaires : Cet enregistrement a duré 26 heures. Il est caractérisé par un pic de vitesse de vent entre la 12^{ème} et la 16^{ème} heure pour les deux niveaux (figures A.15 et A.16) et la vitesse de vent atteint les 48m.s^{-1} .

La direction du vent passe de 30° environ pour les 14 premières heures et atteint -130° environ à partir de la 18^{ème} heure (figures A.17 et A.18); entre les deux directions, il y a un changement assez rapide de la direction du vent de 160° environ. Cela veut dire que le centre de l'ouragan est passé proche de l'anémomètre pour cet ouragan aussi. Les figures donnant la vitesse du vent dans la direction 25° (figures A.19 et A.20) confirment cela puisque la vitesse est négative à partir de la 17^{ème} heure environ.

Similairement aux ouragans précédents, on s'est concentré sur la période du pic de vitesse, la période où l'ouragan est le plus proche de l'anémomètre. On remarque que la direction où le vent semble être le plus fort est la direction 25° puisque les deux courbes de vitesse globale et la projection de la vitesse dans la direction 25° se superposent presque complètement dans l'intervalle de l'étude (12^{ème} à 16^{ème} heure).

A.2.4 Ouragan Rita en 2005

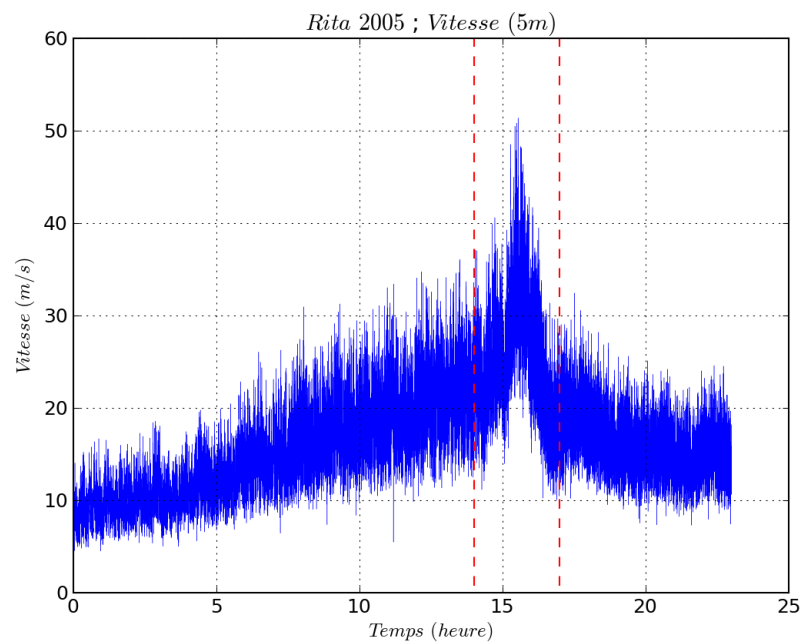


Figure A.21 Historique de la vitesse totale du vent durant l'ouragan Rita à 5m

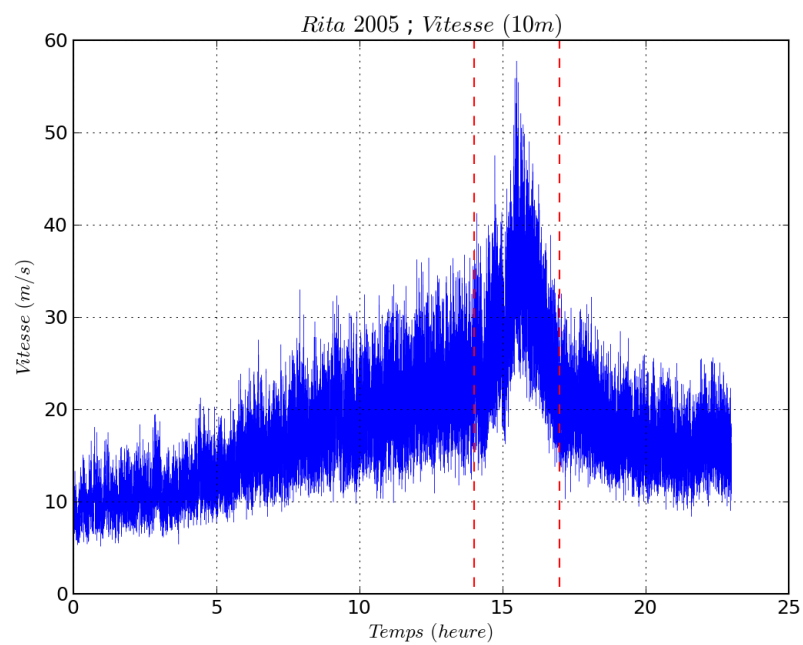


Figure A.22 Historique de la vitesse totale du vent durant l'ouragan Rita à 10m

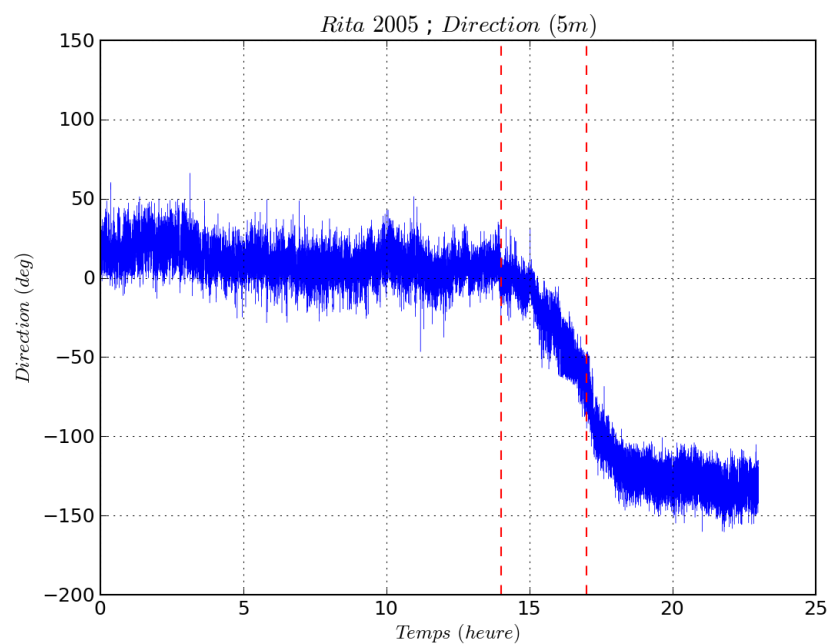


Figure A.23 Historique de la direction horizontale du vent durant l'ouragan Rita à 5m

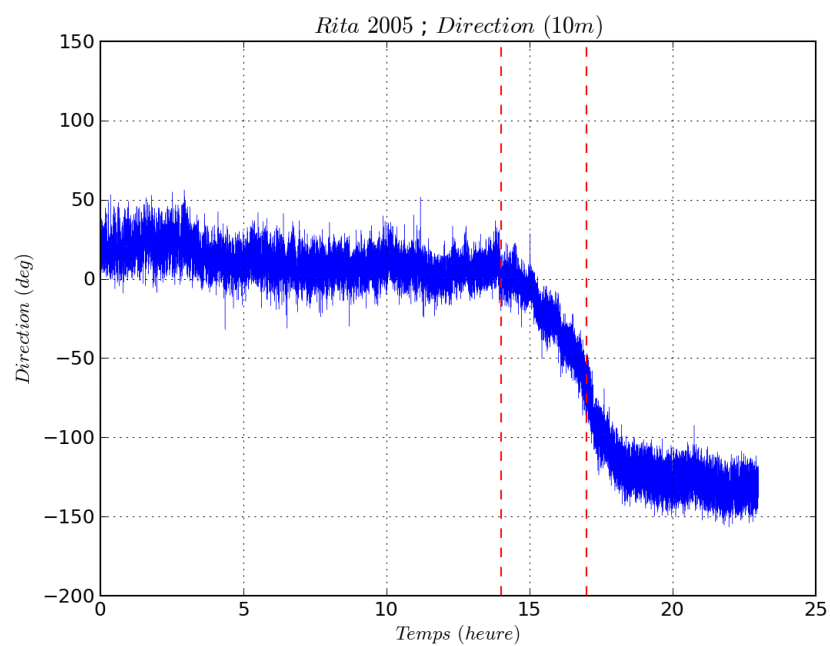


Figure A.24 Historique de la direction horizontale du vent durant l'ouragan Rita à 10m

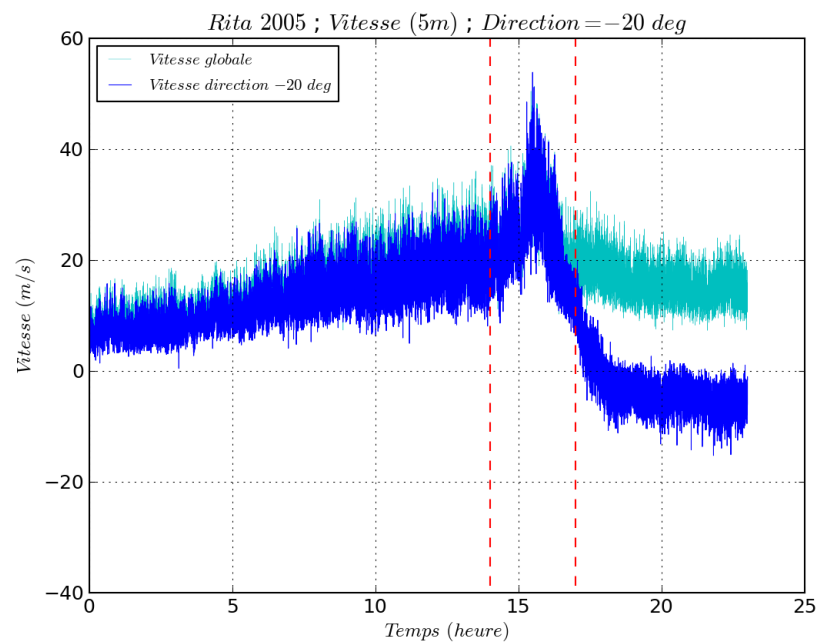


Figure A.25 Historique de la vitesse totale du vent et de la direction -20° durant l'ouragan Rita à 5m

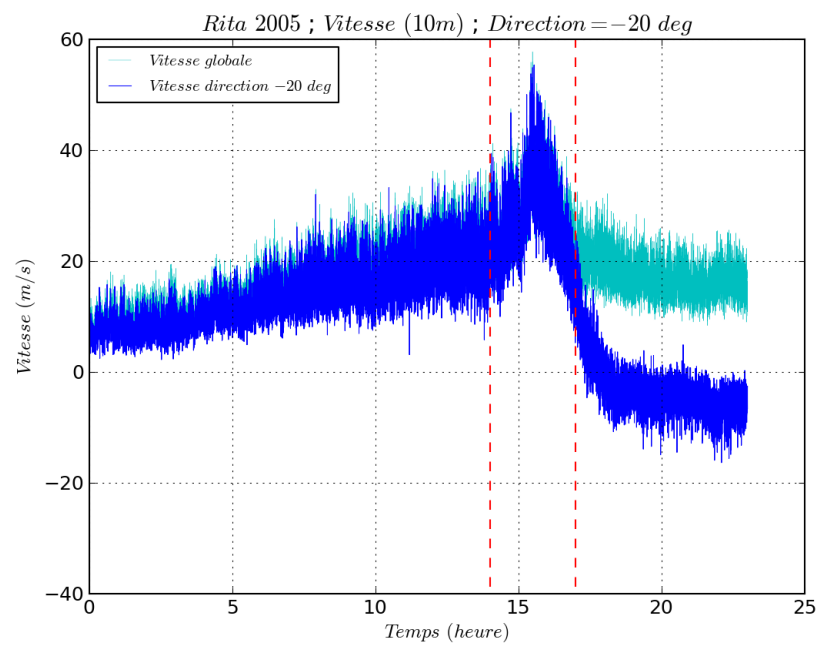


Figure A.26 Historique de la vitesse totale du vent et de la direction -20° durant l'ouragan Rita à 10m

Commentaires : Cet enregistrement a duré 23 heures. Il est caractérisé par un pic de vitesse de vent entre la 14^{ème} et la 17^{ème} heure pour les deux niveaux (figures A.21 et A.22) et la vitesse de vent atteint les 55m.s^{-1} .

La direction du vent passe de 20° environ pour les 14 premières heures et atteint -130° environ à partir de la 18^{ème} heure (figures A.23 et A.24); entre les deux directions, il y a un changement assez rapide de la direction du vent de 150° environ. Cela veut dire que le centre de l'ouragan est passé proche de l'anémomètre pour cet ouragan aussi. Les figures donnant la vitesse du vent dans la direction $-20^\circ=340^\circ$ (figures A.25 et A.26) confirment cela puisque la vitesse est négative à partir de la 18^{ème} heure environ.

Comme pour les ouragans précédents, on s'est concentré sur la période du pic de vitesse, la période où l'ouragan est le plus proche de l'anémomètre. On remarque que la direction où le vent semble être le plus fort est la direction -20° puisque les deux courbes de vitesse globale et la projection de la vitesse dans la direction -20° se superposent presque complètement dans l'intervalle de l'étude (14^{ème} à 17^{ème} heure).

A.2.5 Ouragan Wilma en 2005

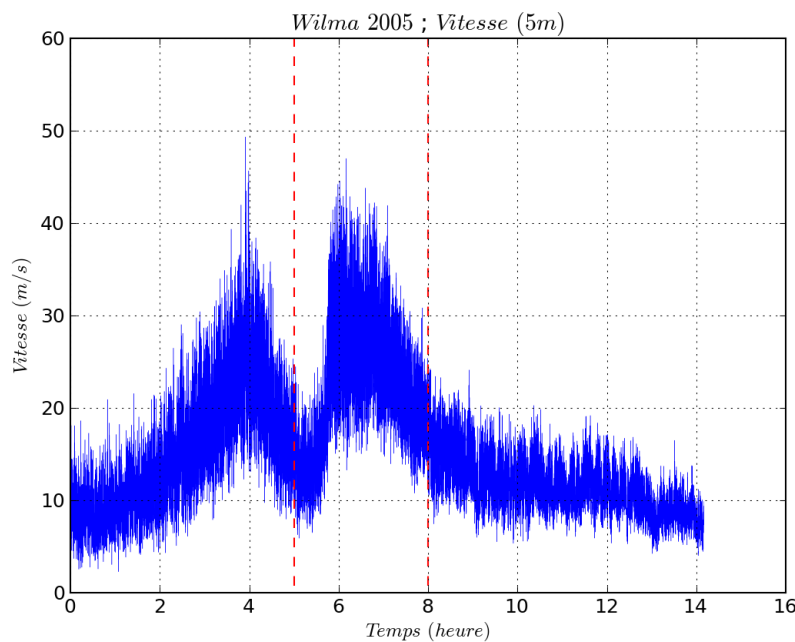


Figure A.27 Historique de la vitesse totale du vent durant l'ouragan Wilma à 5m

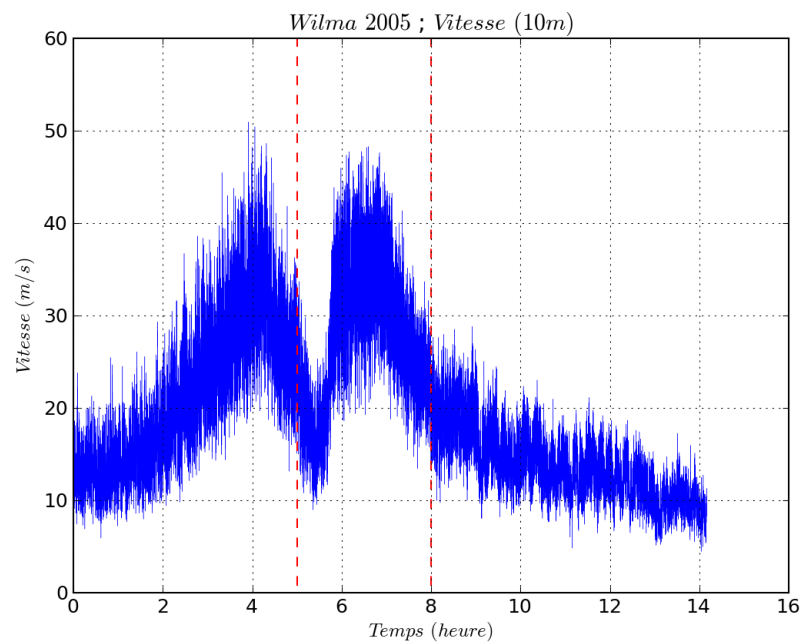


Figure A.28 Historique de la vitesse totale du vent durant l'ouragan Wilma à 10m

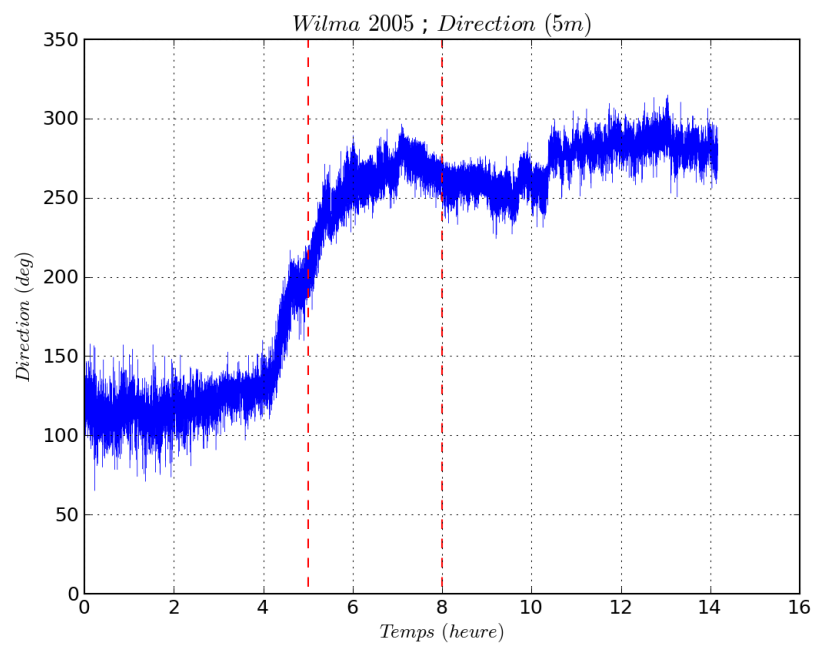


Figure A.29 Historique de la direction horizontale du vent durant l'ouragan Wilma à 5m

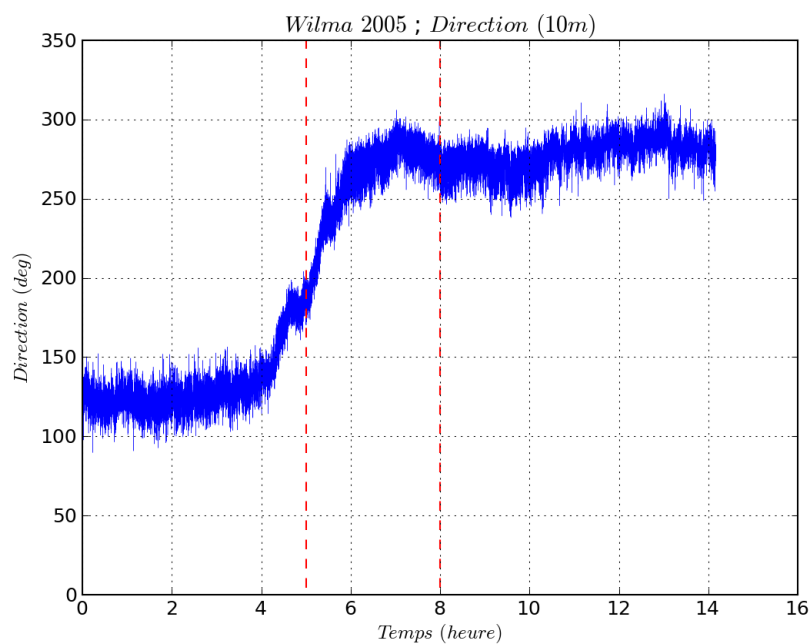


Figure A.30 Historique de la direction horizontale du vent durant l'ouragan Wilma à 10m

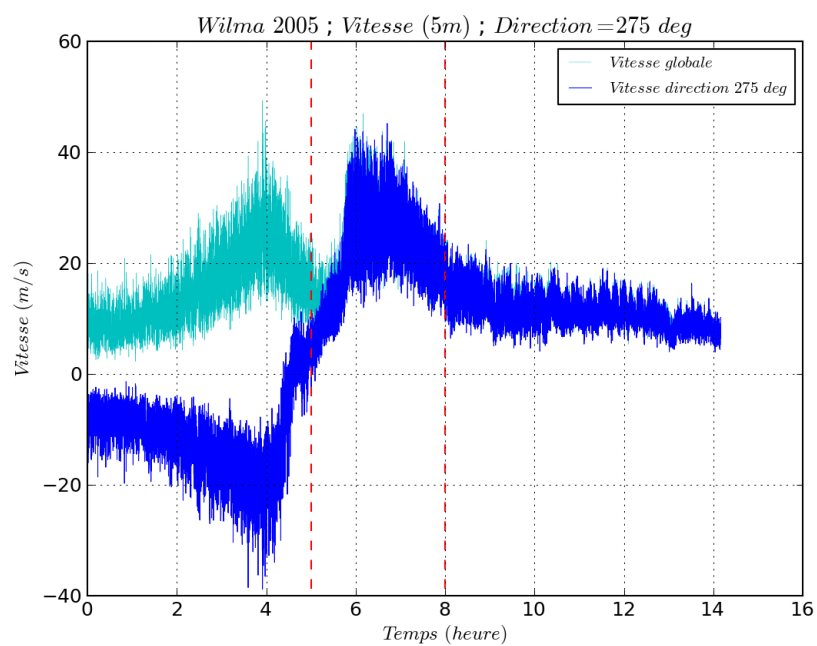


Figure A.31 Historique de la vitesse totale du vent et de la direction 275° durant l'ouragan Wilma à 5m

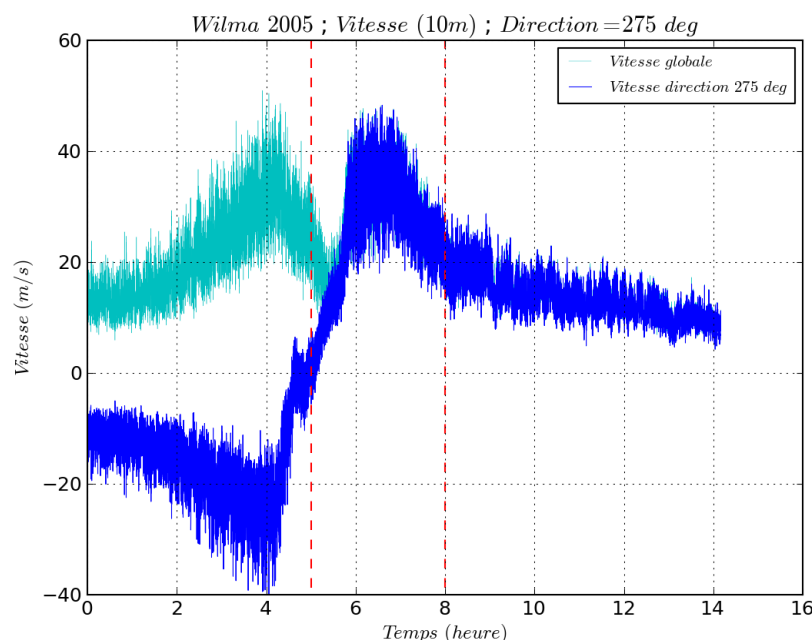


Figure A.32 Historique de la vitesse totale du vent et de la direction 275°, ouragan Wilma à 10m

Commentaires : Cet enregistrement a duré 14 heures. Il est caractérisé par deux pics de vitesse de vent entre la 2^{ème} et la 5^{ème} heure et entre la 5^{ème} et 8^{ème} heure pour les deux niveaux (figures A.27 et A.28) et la vitesse de vent atteint les 48m.s^{-1} .

La direction du vent passe de 120° environ pour les 4 premières heures et atteint -190° environ à partir de la 6^{ème} heure (figures A.29 et A.30); entre les deux directions, il y a un changement très rapide de la direction du vent de 170° environ. Cela veut dire que le centre de l'ouragan est passé au centre de l'anémomètre dans ce cas. Les figures donnant la vitesse du vent dans la direction 275° (figures A.31 et A.32) confirment cela puisque la vitesse de la direction 275° est négative et presque symétrique à la vitesse de vent globale avant la 5^{ème} heure environ, puis elle s'inverse et garde à peu près la même vitesse de vent (40m.s^{-1}) pour la période de la 5^{ème} à la 8^{ème} heure, ensuite la vitesse commence à s'atténuer progressivement.

Pour cet ouragan, on a choisi de se concentrer sur la période du 2nd pic de vitesse puisqu'il donne des vitesses de vent un peu plus grandes par rapport au premier pic. On ne s'est pas intéressé à étudier les deux pics, car l'un va diminuer l'effet de l'autre et on veut prendre le cas le plus défavorable. On remarque que la direction où le vent semble être le plus fort est la direction

275° puisque les deux courbes de vitesse globale et la projection de la vitesse dans la direction 275° se superposent presque complètement dans l'intervalle de l'étude (5^{ème} à 8^{ème} heure).

LISTE DES RÉFÉRENCES

- Alipour, A., & Zareian, F. (2008). TUDY RAYLEIGH DAMPING IN STRUCTURES; UNCERATINTIES AND TREATMENTS. *14 Th World Conference on Earthquake Engineering: Innovation Practice Safety*. Retrieved from http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_14-0243.PDF
- Allison, H. (1987). *Applied P-Delta Methods in the Design Office*. 514–522. Retrieved from <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0054106>
- ASCE7-16. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures : ASCE/SEI 7-16*. Retrieved from <https://www.worldcat.org/title/minimum-design-loads-and-associated-criteria-for-buildings-and-other-structures-ascesei-7-16/oclc/994241966>
- Attard, T. L., & Wharton, C. R. (2012). Optimal control parameterization for displacement and acceleration demands, and local post-yield constitutive responses. *Engineering Structures*, 36, 123–133. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.11.016>
- Ayscue, J. K. (1996). *Hurricane Damage to Residential Structures: Risk and Mitigation*. Retrieved from <https://hazards.colorado.edu/archive/publications/wp/wp94/wp94.html>
- Baiguera, M., Vasdravellis, G., & Karavasilis, T. L. (2016). Dual seismic-resistant steel frame with high post-yield stiffness energy-dissipative braces for residual drift reduction. *Journal of Constructional Steel Research*, 122, 198–212. <https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2016.03.019>
- Baiguera, M., Vasdravellis, G., & Karavasilis, T. L. (2017). Experimental evaluation and explicit fracture simulations of stainless steel seismic dampers. *Ce/Papers*, 1(2–3), 3003–3012. <https://doi.org/10.1002/cepa.352>
- Balderrama, J. a., Masters, F. J., Gurley, K. R., Prevatt, D. O., Aponte-Bermúdez, L. D., Reinhold, T. a., ... Chowdhury, a. G. (2011). The Florida Coastal Monitoring Program (FCMP): A review. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 99(9), 979–995. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2011.07.002>
- Borzi, B., & Elnashai, A. S. (2000). Refined force reduction factors for seismic design.

- Engineering Structures*, 22(10), 1244–1260. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(99\)00075-9](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(99)00075-9)
- Cai, J., Zhou, J., & Fang, X. (2006). Seismic Ductility Reduction Factors for Multi-Degree-of-Freedom Systems. *Advances in Structural Engineering*, 9(5), 591–601.
- CECM - COMITE TECHNIQUE 12 “VENT.” (1989). *RECOMMANDATIONS POUR LE CALCUL DES EFFETS DU VENT SUR LES CONSTRUCTIONS-RECOMMANDATIONS DE LA CONVENTION EUROPEENNE DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE*. Retrieved from <https://trid.trb.org/view/1018457>
- Chang, B., Sarkar, P., & Phares, B. (2010). Time-Domain Model for Predicting Aerodynamic Loads on a Slender Support Structure for Fatigue Design. *Journal of Engineering Mechanics*, 136(6), 736–746. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000122](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000122)
- Chen, D., & Davenport, A. G. (2000). Vulnerability of Tall building in Typhoons. *Advances in Structural Dynamics*, Vol. 2, pp. 1455–1462. Amsterdam; New York: Elsevier Ltd.
- Chen, Dongsheng. (1999). *VULNERABILITY OF TALL BUILDINGS IN HURRICANES*. The University of Western Ontario.
- Chopra, A. K. (2012). *DYNAMICS OF STRUCTURES: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (4th ed.). Prentice Hall.
- Davenport, A.G. (1977). The structure of wind and climate. *Conference on Safety of Structure Under Dynamic Loads*, 1, 209–256.
- Davenport, A.G. (1979). The Influence of Turbulence on the Aeroelastic Responses of Tall Structures to Wind. *IAHR/IUTAM Practical Experiences with Flow-Induced Vibrations Symposium*, G1, 681–695.
- Davenport, A.G., & Tschanz, T. (1981). The Response of Tall Buildings to Wind : Effect of Wind Direction and the Direct Measurement of Dynamic Force. *Proc. 4th U.S. National Conference on Wind Engineering Research*, 205–223. Seattle, Washington, July 27-29.
- Davenport, A G. (1961). THE APPLICATION OF STATISTICAL CONCEPTS TO THE WIND LOADING OF STRUCTURES. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19(4), 449–472. <https://doi.org/10.1680/iicep.1961.11304>
- Davenport, Alan G. (1967). Gust Loading Factors. *Journal of the Structural Division*, 93(3), 11–34. Retrieved from <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0015152>
- Deodatis, G. (1996). Simulation of Ergodic Multivariate Stochastic Processes. *Journal of*

- Engineering Mechanics*, 122(8), 778–787. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1996\)122:8\(778\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1996)122:8(778))
- EN1994-1-4. (2010). *Eurocode 1 - Actions sur les structures : Actions générales - Actions du vent*. AFNOR.
- EN1998-1. (2005). *Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. AFNOR.
- Feng, C., & Chen, X. (2018). Inelastic responses of wind-excited tall buildings: Improved estimation and understanding by statistical linearization approaches. *Engineering Structures*, 159, 141–154. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.12.041>
- Fukuwa, N., Nishizaka, R., Yagi, S., Tanaka, K., & Tamura, Y. (1996). Field measurement of damping and natural frequency of an actual steel-framed building over a wide range of amplitudes. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59(2–3), 325–347. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(96\)00015-3](https://doi.org/10.1016/0167-6105(96)00015-3)
- Gani, F., & Légeron, F. (2012). Relationship between specified ductility and strength demand reduction for single degree-of-freedom systems under extreme wind events. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 109, 31–45. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2012.06.006>
- Georgious, P. N., Vickery, B. J., & Surry, D. (1988). Effect of nonlinear structural behaviour on wind induced plastic damage.pdf. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v29 part2(n 1-3), 235–244.
- Ghisbain, P. (2015). *Damage-based earthquake engineering*. WIT Press / Computational Mechanics.
- Hall, J. F. (2006). Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(5), 525–545. <https://doi.org/10.1002/eqe.541>
- Hang, S., Gani, F., & Légeron, F. (2005). *Générateur de vent appliqué au génie civil : WindGen*. Manuel de logiciel, Université de Sherbrooke.
- Holmes, J. D. (2015). *Wind loading of structures* (3rd ed.). Taylor & Francis Group.
- Hong, H. P. (2004). Accumulation of wind induced damage on bilinear SDOF systems. *Wind and Structures, An International Journal*, 7(3), 145–158. Retrieved from https://www.engineeringvillage.com/blog/document.url?mid=cpx_fabe9fcb77f0aaeM572

- 819255120119&database=cpx
- Hong, H. P., & Hong, P. (2007). Assessment of ductility demand and reliability of bilinear single-degree-of-freedom systems under earthquake loading. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(12), 1606–1615. <https://doi.org/10.1139/L07-077>
- Hudspeth, R. T., & Borgman, L. E. (1979). Efficient FFT Simulation of Digital Time Sequences. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 105(2), 223–235. Retrieved from <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0008718>
- Jeary, A. P. (1998). *Designer's Guide to the Dynamic Response of Structures*. <https://doi.org/10.1201/9781482271317>
- Johnson, J. (2008). The Beau Rivage Casino Substructure: why the design survived Katrina. *The Eighteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*, 341–347. Retrieved from <https://www.onepetro.org/conference-paper/ISOPE-I-08-306>
- Jones, R. T. (1940). *The unsteady lift of a wing of finite aspect ratio*. Retrieved from <https://ntrs.nasa.gov/search.jsp?R=19930091758>
- JSCE. (2002). *Japan Society of Civil Engineers : Basis of Structural Design for Buildings and Public Works*. Retrieved from <http://www.jsce-int.org/about/guideline>
- K, O., Y, N., K, S., T, H., E, T., T, U., & N, Y. (1993). Forced vibration tests of ORC200 Symbol Tower, Part 1: test methods and results. *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of Architectural Institute of Japan, Structures 1*, 875–876.
- Kaabia, B. (2017). *Méthodes avancées d'évaluation des charges de vent sur les structures de concentrateurs solaires* (Université de Sherbrooke). <https://doi.org/http://hdl.handle.net/11143/11315>
- Kaimal, J. C., Wyngaard, J. C., Izumi, Y., & Coté, O. R. (1972). Spectral characteristics of surface-layer turbulence. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 98(417), 563–589. <https://doi.org/10.1002/qj.49709841707>
- Krawinkler, H., Nassar, A. A., & Nassar, A. A. (1992). *Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities*. 31–48. <https://doi.org/10.1201/9781482296662-2>
- Lam, N., Wilson, J., & Hutchinson, G. (1998). The ductility reduction factor in the seismic design of buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(7), 749–769. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199807\)27:7<749::AID-EQE761>3.0.CO;2-L](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199807)27:7<749::AID-EQE761>3.0.CO;2-L)

- Li, Q. ., Fang, J. ., Jeary, A. ., & Wong, C. . (1998). Full scale measurements of wind effects on tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 74–76, 741–750. [https://doi.org/10.1016/S0167-6105\(98\)00067-1](https://doi.org/10.1016/S0167-6105(98)00067-1)
- Maheri, M. R., & Akbari, R. (2003). Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings. *Engineering Structures*, 25(12), 1505–1513. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00117-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00117-2)
- Marukawa, H., Kato, N., Fujii, K., & Tamura, Y. (1996). Experimental evaluation of aerodynamic damping of tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59(2–3), 177–190. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(96\)00006-2](https://doi.org/10.1016/0167-6105(96)00006-2)
- Miranda, E., & Bertero, V. V. (1994). Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design. *Earthquake Spectra*, 10(2), 357–379. <https://doi.org/10.1193/1.1585778>
- National Archives Catalog. (2005a). A view showing the damage to the riverboat casino Valance, in Biloxi, Mississippi (MS), results of Hurricane Katrina. Retrieved September 23, 2019, from National Archives at College Park - Still Pictures (RDSS) website: <https://catalog.archives.gov/id/6658890>
- National Archives Catalog. (2005b). Damaged buildings, including Grand Casino. Retrieved September 23, 2019, from National Archives at College Park - Still Pictures (RDSS) website: <https://catalog.archives.gov/id/70190579>
- NBCC-2015. (2015). National Building Code of Canada. In *National Research Council Canada*. Retrieved from <https://nrc.canada.ca/en/certifications-evaluations-standards/codes-canada/codes-canada-publications/national-building-code-canada-2015>
- Newmark, N. M. (Nathan M., & Hall, W. J. (William J. (1982). *Earthquake spectra and design*. Retrieved from <https://fr.scribd.com/document/219547567/1982-Newmark-Hall-EERI-Earthquake-Spectra-and-Design>
- Nielson, N. N. (1966). Vibration Tests of a Nine-Story Steel Frame Building. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 92(1), 81–110. Retrieved from <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0014333>
- Pant, D. R., Wijeyewickrema, A. C., & ElGawady, M. A. (2013). Appropriate viscous damping for nonlinear time-history analysis of base-isolated reinforced concrete buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(15), 2321–2339. <https://doi.org/10.1002/eqe.2328>

- Paultre, P. (2010). *Dynamics of structures* (1st ed.). <https://doi.org/10.1007/s13398-014-0173-7.2>
- Scanlan, R. J. (1993). Problematic in formulation of wind-force model for bridge decks. *Journal of Engineering Mechanics*, 119(7), 1353–1375. Retrieved from <https://www.semanticscholar.org/paper/Problematic-in-formulation-of-wind-force-model-for-Scanlan/84ae5bd9586e0fd8cb6cf52bbfccfb05c7233570>
- Sears, W. R. (1941). Some Aspects of Non-Stationary Airfoil Theory and Its Practical Application. *Journal of the Aeronautical Sciences*, 8(3), 104–108. <https://doi.org/10.2514/8.10655>
- Shinozuka, M. (1987). *Stochastic Fields and their Digital Simulation*. https://doi.org/10.1007/978-94-009-3681-2_3
- Shinozuka, Masanobu, & Deodatis, G. (1991). Simulation of Stochastic Processes by Spectral Representation. *Applied Mechanics Reviews*, 44(4), 191–204. <https://doi.org/10.1115/1.3119501>
- Simiu, E. (1974). Wind Spectra and Dynamic Alongwind Response. *Journal of the Structural Division*, 100(9), 1897–1910. Retrieved from <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0022124>
- Simiu, E., & Scanlan, R. H. (1996). *Wind Effects on Structures - Fundamentals and Applications to Design* (3rd ed.). JOHN WILEY & SONS, INC.
- Solari, G., & Piccardo, G. (2001). Probabilistic 3-D turbulence modeling for gust buffeting of structures. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 16(1), 73–86. [https://doi.org/10.1016/S0266-8920\(00\)00010-2](https://doi.org/10.1016/S0266-8920(00)00010-2)
- Sullivan, T. J., Pham, T. H., & Calvi, G. M. (2008). P-delta effects on tall RC frame-wall buildings. *14 World Conference on Earthquake Engineering*. Retrieved from https://www.researchgate.net/publication/228842976_P-delta_effects_on_tall_RC_frame-wall_buildings
- Tamura, Y. (2009). Wind-Induced Damage to Buildings and Disaster Risk Reduction. *Fifth European & African Conference on Wind Engineering*. Taipei, Taiwan, 8-12 November.
- Tamura, Y., & Kareem, A. (2013). *Advanced Structural Wind Engineering*. Japan: Springer.
- Tamura, Y., Suda, K., & Sasaki, A. (2000). Damping in buildings for wind resistant design. *Proceedings of the International Symposium on Wind and Structures for the 21st Century*,

- 115–130. Cheju, 26–28 January.
- Tamura, Y. (2009). Wind and tall buildings. *Fifth European & African Conference on Wind Engineering* *European and African Conference on Wind Engineering*, 3(July). Florence, Italy, 19– 23 July.
- Tamura, Y. (2012). Amplitude Dependency of Damping in Buildings and Critical Tip Drift Ratio. *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(1), 1–13.
- Tamura, Yukio, Wu, D., & Yang, Q. (2015). Relation between design load level and lifetime of individual building and its elements. *Proceedings of the Second International Conference on Performance-Based and Life-Cycle Structural Engineering (PLSE 2015)*, 800–809. <https://doi.org/10.14264/uql.2016.1198>
- Tieleman, H. W. (1995). Universality of velocity spectra. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 56(1), 55–69. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(94\)00011-2](https://doi.org/10.1016/0167-6105(94)00011-2)
- Tremblay, R., Duval, C., & Léger, P. (1998). Effects of Viscous Damping Models, Hysteretic Models and Ground Motion Characteristics on Seismic P-Delta Strength Amplification Factors. *Stability and Ductility of Steel Structures*, 103–118. <https://doi.org/10.1016/B978-008043320-2/50011-3>
- Tremblay, R., Poirier, L.-P., Bouaanani, N., Leclerc, M., Fronteddu, L., & Rivest, S. (2008). Seismic response of viscously damped controlled rocking braced steel frames for building structures. *Canadian Society for Civil Engineering. Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering 2008. "Partnership for Innovation."* Retrieved from http://www.engineeringvillage.com/blog/document.url?mid=inspec_10655dd128a727cbd7M70072061377553&database=ins
- Tschanz, T. (1982). *The Base Balance Measurement Technique and Application to Dynamic Wind Loading of Structures*. The University of Western Ontario.
- Tschanz, T., & Davenport, A. G. (1983). The base balance technique for the determination of dynamic wind loads. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 13(1–3), 429–439. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(83\)90162-9](https://doi.org/10.1016/0167-6105(83)90162-9)
- Tsujita, O., Hayabe, Y., & Ohkuma, T. (1997). A Study on Wind Induced Response for Inelastic Structure. *The 7th International Conference on Structural Safety and Reliability*, 1359–1366. Kyoto.
- Vickery, B. J. (1965). On the flow behind a coarse grid and its use a model of atmospheric

- turbulence in studies related to wind loads on buildings. *National Physical Laboratory Aero Rep. No. 1143*. Retrieved from <http://ci.nii.ac.jp/naid/10005122402/en/>
- Vickery, B. J. (1968). Load Fluctuations in Turbulent Flow. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 94(1), 31–46. Retrieved from <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0015588>
- Vickery, B. J. (1970). Wind action on simple yielding structure. *Journal of the Engineering Mechanics Division, EM2*, 107–120.
- Vickery, P. J., Skerlj, P. F., Steckley, A. C., & Twisdale, L. A. (2000). HURRICANE WIND FIELD MODEL FOR USE IN HURRICANE SIMULATIONS. *Journal of Structural Engineering*, (November), 1203–1221.
- Vidic, T., Fajfar, P., & Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(5), 507–521. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290230504>
- Wagner, H. (1925). Über die Entstehung des dynamischen Auftriebes von Tragflügeln. *ZAMM - Zeitschrift Für Angewandte Mathematik Und Mechanik*, 5(1), 17–35. <https://doi.org/10.1002/zamm.19250050103>
- Watanabe, Y., Isyumov, N., & Davenport, A. G. (1997). Empirical aerodynamic damping function for tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 72, 313–321. [https://doi.org/10.1016/S0167-6105\(97\)00260-2](https://doi.org/10.1016/S0167-6105(97)00260-2)
- Wyatt, T. A., & May, H. (1971). Ultimate Load Behaviour of Structures under Wind Loading. *Third International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures*. Tokyo.
- Ye, L., Lu, X., Ma, Q., Cheng, G., Song, S., Miao, Z., & Pan, P. (2008). Study on the influence of post-yielding stiffness to the seismic response of building structures. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China, 12-17 October.